

ARMIERTER BETON.

1916. Juni.

INHALT

Städtisches Schwimmbad, Luft- und Sonnenbad in Karlsruhe. Von Stadtbaurat Beichel in Karlsruhe. S. 129.

Die Brücke über die Alster bei Fuhsbüttel. Von Geh. Hofrat Professor M. Foerster in Dresden. S. 136.

Beitrag zur Bedeutung des Steifigkeitsverhältnisses bei einfachen Rahmenkonstruktionen. Von Baurat Scharff-Hamburg. S. 141.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von

Dr.-Ing. Ernst Suter, Oberingenieur der Ways & Freitag A.-G. in Neustadt an der Haardt (Fortsetzung von S. 99). S. 147.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober (Dresden). S. 152.

Verschiedene Mitteilungen: Muß bei einem Schadensersatzanspruch wegen Benutzung von Geschäftsgeheimnissen der Konkurrenz der entstandene Schaden genau beziffert werden. S. 155. — Der zum Kriegsdienst einberufene Angestellte hat keinen Anspruch auf das 6-Wochengehalt. S. 156. — Auch nicht gewerbsmäßig betriebene Sandgruben sind versicherungspflichtig. S. 156.

STÄDTISCHES SCHWIMMBAD, LUFT- UND SONNENBAD IN KARLSRUHE.

Von Stadtbaurat Beichel in Karlsruhe.

Karlsruhe besitzt zwar mehrere Badeanstalten, gleichwohl zeigte sich das Bedürfnis nach Schaffung einer durch möglichst billige Preise den weitesten Schichten zugänglichen Schwimmanstalt, zumal für die Allgemeinheit die Möglichkeit der Benutzung eines natürlichen Wasserlaufs zur Befriedigung des Badebedürfnisses hier nicht vorhanden ist, da das Wasser der an sich nach ihrer natürlichen Lage zur Stadt dafür bestimmt erscheinenden Alb verunreinigt ist und daher vorerst für Badezwecke nicht mehr benutzt werden darf, und das städtische Rheinbad in Maxau zufolge seiner Entfernung von der Stadt und des damit verbundenen Zeit- und Kostenaufwandes doch immer nur von einem begrenzten Kreise der Einwohnerschaft besucht werden kann. Ganz besonders dringend wurde die Errichtung einer Badeanstalt für die hiesige Garnison, seitdem im Jahre 1906 der Betrieb der Militärschwimm- und Badeanstalt auf Grund der erhobenen Gutachten über die Beschaffenheit des Albwassers eingestellt werden mußte. Der Stadtrat war auf Ersuchen der Militärverwaltung von vornherein bereit, soweit durch das Zutun der Stadtgemeinde dem vorhandenen Mangel abgeholfen werden könnte, jeden annehmbaren Vorschlag in Erwägung zu ziehen. Die Prüfung aller in Betracht kommenden Möglichkeiten führte zu dem nachstehend beschriebenen Projekt einer großen ungedeckten Schwimmbadeanstalt, die gemeinsam den Interessen des Militärs und der Zivilbevölkerung dienen sollte. Gleichzeitig brachte dieses Projekt die Frage wieder in Fluß, in welcher Weise den vielfach geäußerten Wünschen nach Gelegenheit für Luft- und Sonnenbäder entsprochen werden könnte. Die Lage des Schwimmbades beim Elektrizitätswerk in der Nähe des „Lutherisch Wäldle“ am Rheinhafen

ließ die Angliederung eines Luft- und Sonnenbades günstig erscheinen; dieses wurde dann auch ausgeführt und am 4. Juni 1915 der Benutzung übergeben.

Wir unterscheiden bei der Anlage das Schwimmbad und das Sonnenbad. Das Schwimmbad beansprucht eine Fläche von 2500 qm. Es erhielt offene und geschlossene Auskidehallen, Brausen und Aborte, außerdem einen für das Militär vorbehaltenen kleinen Bau. Das aus Eisenbeton durch die Firma Dyckerhoff und Widmann A.-G., Niederlassung Karlsruhe gebaute Schwimmbecken hat eine Wasserfläche von $15 \times 50 \text{ m} = 750 \text{ qm}$ bei Wassertiefen von 0,80 — 2,80 m. Über Konstruktion und Einzelheiten dieses Beckens äußert sich untenstehend der Leiter der Karlsruher Niederlassung, Herr Oberingenieur Bechtel. Die Länge des Beckens und einige sonstige Anordnungen wurden mit den Schwimmvereinen getroffen, um bei Wettkämpfen den Gesetzen des deutschen Schwimmverbandes möglichst zu entsprechen. Zur Speisung des Beckens wird das von den Oberflächen-Kondensatoren der Dampfturbinen des Elektrizitätswerks abfließende, auf etwa 20° C. erwärmte Kühlwasser benutzt, das seither der Alb zugeleitet wurde. Das Kondensationswasser wird durch eine 300 mm weite Rohrleitung von 2 elektrisch betriebenen Schleuderpumpen, welche in einem besteigbaren Schacht neben dem 215 m entfernten Elektrizitätswerk aufgestellt sind, nach dem 5,65 m höher gelegenen Schwimmbecken befördert. Zur Füllung des 1530 cbm Wasser fassenden Beckens brauchen die 2 Pumpen bei einer stündlichen Leistung von je 150 cbm 5 Stunden. Für die Erneuerung des Wassers während des Betriebes soll eine Pumpe mit einer stündlichen Leistung

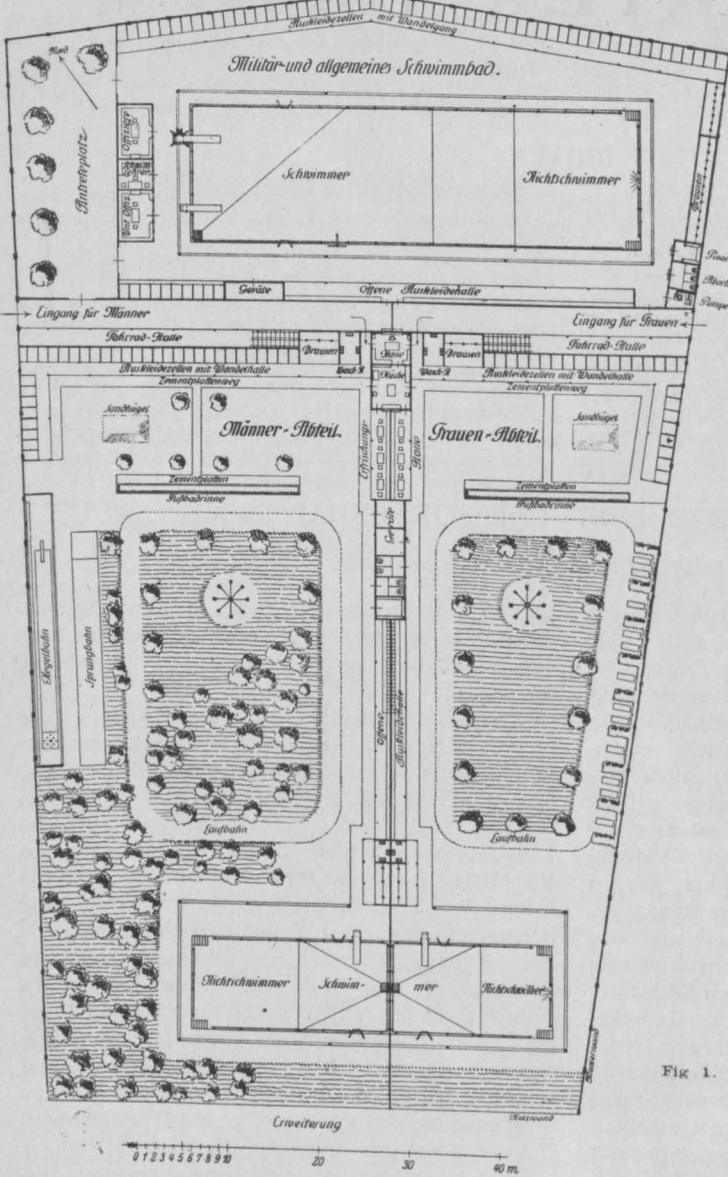


Fig. 1.

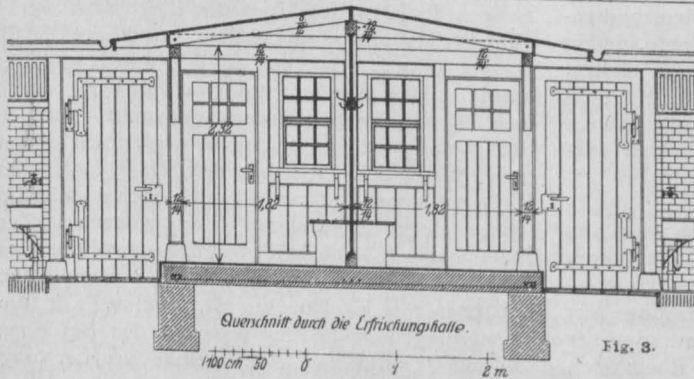


Fig. 3.

von 150 cbm ständig laufen. Diese Pumpen versorgen auch die Fußbadrinnen im Sonnenbad mit einer Wassermenge von etwa 15 cbm stündlich. Das aus den Schwimmbecken und Fußbadrinnen abfließende Wasser wird mit dem Meteorwasser unmittelbar der neben dem Bad vorbeifließenden Alb zugeführt. Um das Schwimmbecken in möglichst kurzer Zeit entleeren zu können, hat es eine Abflußleitung aus Zementrohren von 60 cm Durchmesser mit entsprechendem Absperrschieber erhalten. Sämtliche Brausen und Wasserzapfstellen zu Trink- und Reinigungszwecken, zum Begießen des Rasens und zum Feuerschutz sind an die städtische Wasserleitung angeschlossen, damit diese den erforderlichen Druck erhalten. Nachträglich wurden die Brausen durch eine besondere elektrisch angetriebene Wasserpumpe auch mit der Kondensationswasserleitung in Verbindung gebracht, um ihnen überschlagenes Wasser zuzuführen. Die Abwasser der Aborte, Brausen und Waschbecken sind an das städtische Kanalnetz angeschlossen, da sie ungereinigt der Alb nicht übergeben werden durften.

Das Luft- und Sonnenbad hat getrennte Abteile für Männer und Frauen. Von vornherein sei bemerkt, daß die Anlage noch nicht voll ausgebaut ist; so fehlt insbesondere das gemeinsame Schwimmbecken. Wir verhehlen uns nicht, daß statt dieses gemeinsamen, durch eine Wand getrennten Beckens 2 vollständig gesonderte, je eines in der Abteilung für Männer und für Frauen, besser wären. Vorerst sind für das Schwimmbad bestimmte Zeiten für die Benutzung durch Männer und Frauen festgesetzt worden, bis im Sonnenbad selbst das Schwimmbecken erstellt ist, das sich als notwendiges Zubehör erweist. Das Sonnenbad für Männer hat bis jetzt eine Fläche von 3350 qm, das für Frauen 2230 qm. Für beliebige Vergrößerung nach Süden ist das erforderliche Gelände bereits im Besitze der Stadt. Die Einfriedigung besteht aus Eisenbetonpfosten von 40/20 cm mit

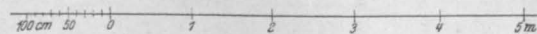
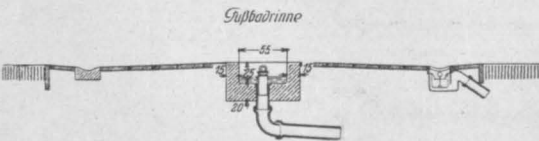
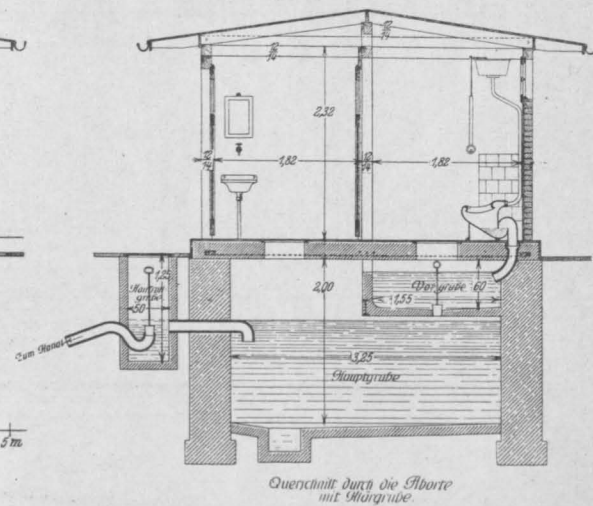
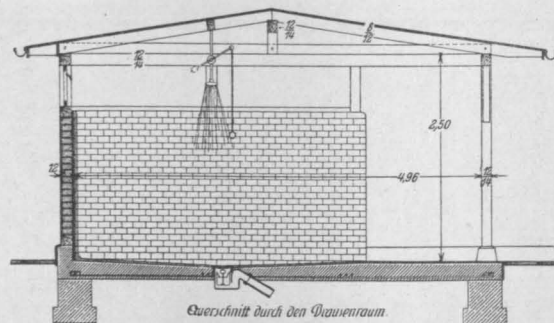
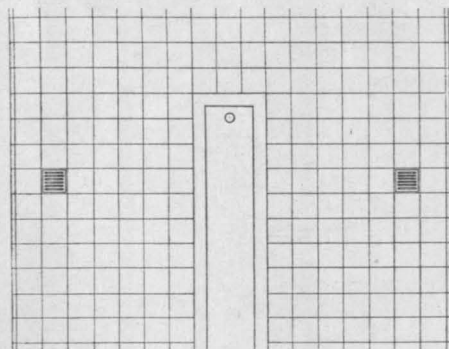
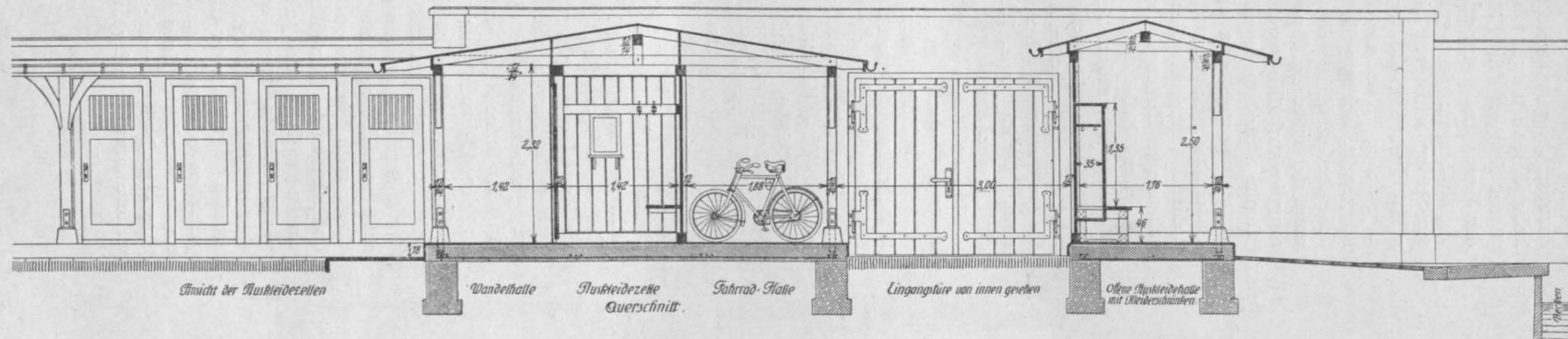
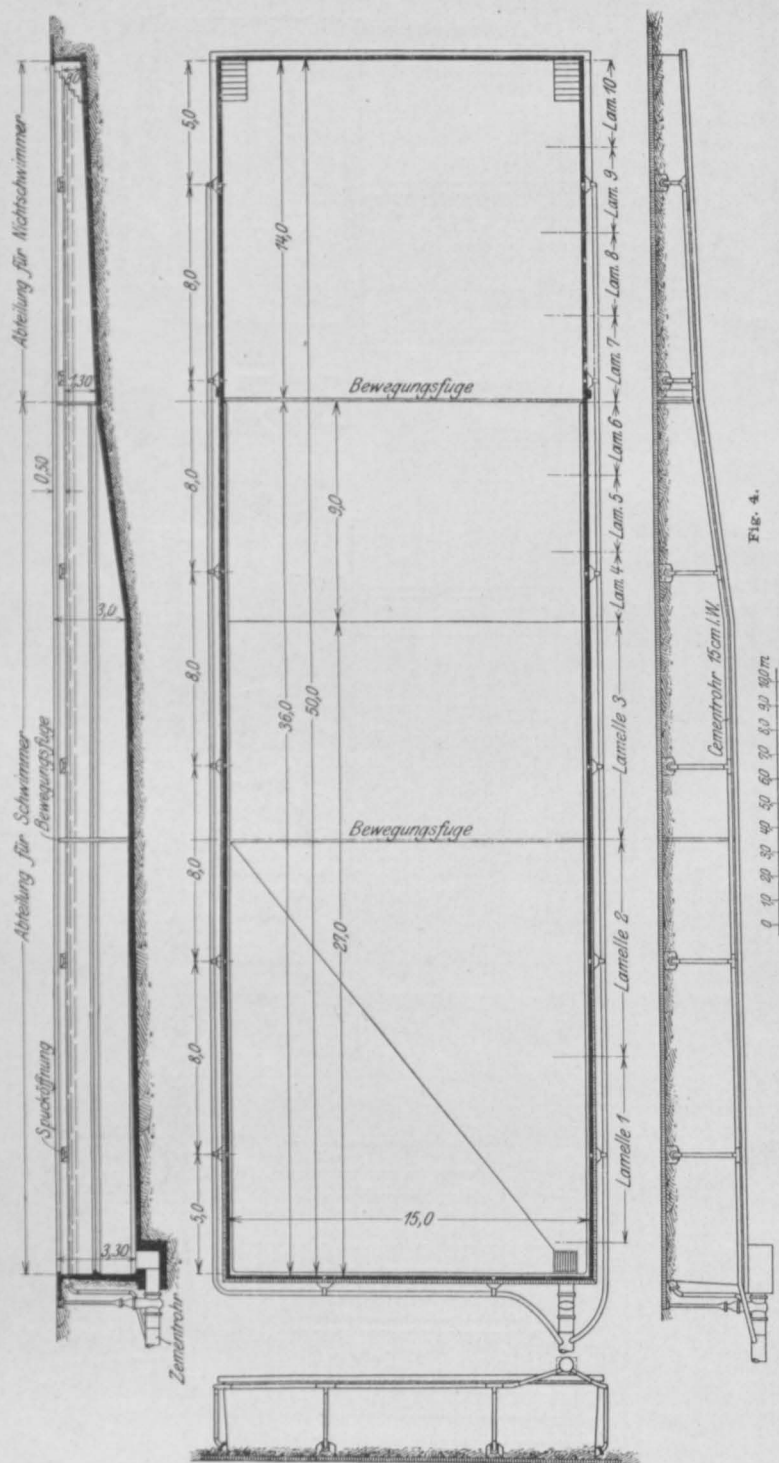


Fig. 2.



dazwischen gestellten 2,50-m hohen Eisenbetonwänden von 10 cm Stärke. Die Flächen der Mauer sind gestockt, zum Teil haben sie einen gestelzten Schlag erhalten. Die inneren Trennungswände sind in gleicher Höhe aus Holz hergestellt, ebenso die südliche äußere Einfriedigungswand der späteren Vergrößerung wegen. Die getrennten Eingänge für Männer und für Frauen werden von einem gemeinsamen Kassenraum aus bedient. Innerhalb des geschlossenen Zuganges ist die Unterstandshalle zum Anschluß der Fahrräder. An die Kasse schließt sich eine Küche an, hieran für beide Abteilungen getrennt Erfrischungsräume, Geräteräume, Aborte und gemeinsame gedeckte Auskleideplätze. In einem senkrecht dazu gelegenen Flügel befinden sich die Waschräume, Brausen mit Strahl- und Regenduschen und eine Wandelhalle mit Einzelzellen. Die Bauten sind durchweg aus Holz auf Betonplatten erstellt und haben eine Pappedeckung erhalten. Aborte, Brausen und Waschzellen wurden mit Backsteinen ausgeriegelt und Boden und Wände mit frostsicheren Platten belegt. Der Platz ist teils als Sand-, teils als Rasenfläche angelegt. Ein kleiner Teil der Fläche liegt im grasbewachsenen Wald. Auf der Frauenseite wurden an der Ostwand aus Gesträuchgruppen kleine Abteile gebildet zum Zwecke der Luftbehandlung von Ausschlägen und dergleichen. Der Breite nach durchziehen Fußbaderinnen die Sandflächen, ein frohes Tollen der Jugend pflegt sich in diesen abzuspielen. Neben einer großen Anzahl wegnehmbarer Liegepritschen mit und ohne Sonnendach bilden Schaukeln, Turn- und Spielgeräte die weitere notwendige Ergänzung.

[illegible]

Einzelrieten des Schwimmbeckens

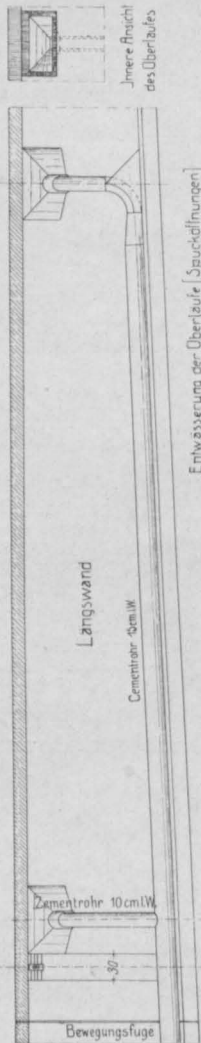
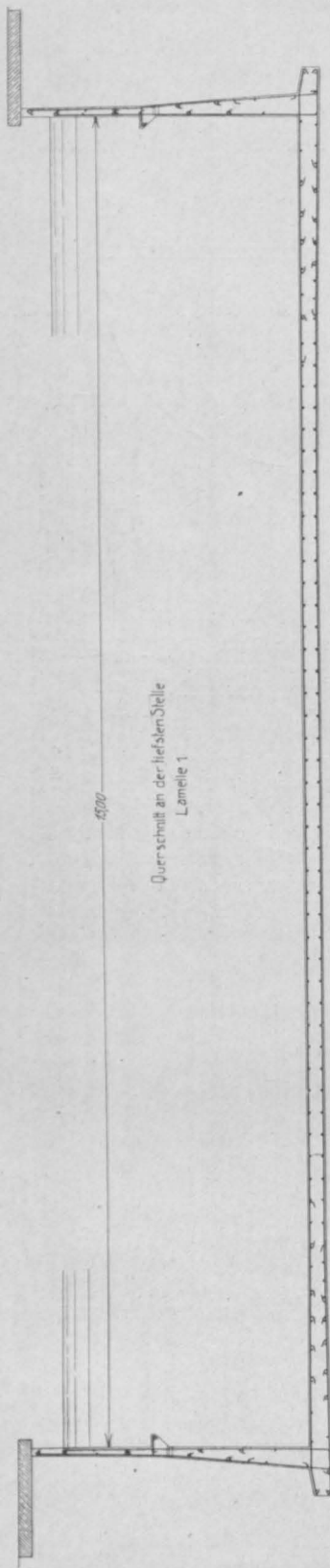
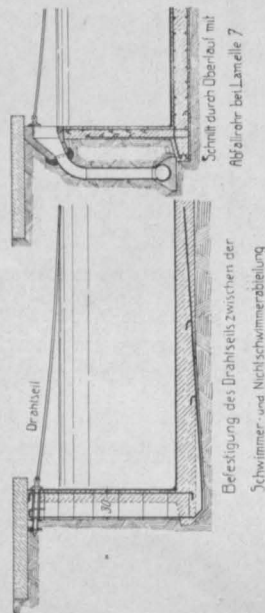


Fig. 6.

2,0 m
1,0
0
-30



die ein Überfüllen des Beckens verhindern. An diese, die zugleich als Spucköffnungen dienen, sind auf der Rückseite mittels Krümmer senkrecht abfallende Entwässerungsröhre angeschlossen, die, wie aus den Nebendarstellungen der Fig. 4 ersichtlich, zu einer Entwässerungsleitung aus Zementrohren führen, durch welche das Abwasser einem gemeinsamen Strang und durch diesen der Alb zugeführt wird. Infolge der Überlauföffnungen wird die Füllung des Beckens dauernd 50 cm unter der Oberkante des Randes gehalten.

Sohle und Wände des Beckens sind vollständig in Eisenbeton ausgebildet. Die statische Untersuchung erstreckte sich auf die Festlegung der erforderlichen Abmessungen sowie der notwendigen Eiseneinlagen in diesen Konstruktionsgliedern.

Für die Untersuchung der Seitenwand, die als Winkelstützmauer gedacht ist, wurde ein Schnitt durch die tiefste Stelle des Beckens gelegt und die wirksamen Belastungen eingeführt. Die Ergebnisse sind auf analytischem Wege gewonnen und in Fig. 5 (S. 133) graphisch aufgetragen. Die Bestimmung der Wandstärke erfolgte jeweils nach dem größten Moment, das im oberen Teil der Wand durch den Erdruck, im unteren Teil hingegen durch den Wasserdruck erzeugt wird. Es ergeben sich beispielsweise für die näher festgelegten Querschnitte folgende Momente:

Querschnitts- abstand von oben	Momente infolge Erdlast	Momente infolge Wasser- druck
0,90 m	114 m.kg.	28 m.kg.
1,65 "	518 "	366 "
2,40 "	1380 "	1435 "
3,15 "	2880 "	3660 "

Die Ermittlung der Eiseneinlagen für das eine Kraftsystem geschah, ohne eine etwaige entlastende Wirkung des anderen Systems zu berücksichtigen. Den Momentenlinien in Fig. 5 sind in einer zweiten Kurve jeweils die statisch erforderlichen Eiseneinlagen angefügt. Aus praktischen

Rücksichten war es nicht immer möglich, den theoretisch erforderlichen Querschnitt beizubehalten. In einer besonderen Figur ist zu sehen, wie sich der wirklich eingelegte Eisenquerschnitt staffelförmig an die theoretische Bedarfskurve anlegt. Wenn die Eisenquerschnitte im allgemeinen in Sohle und Wandungen reichlicher bemessen wurden, als es absolut erforder-

berücksichtigen sind. Für die praktische Durchbildung ist der ganze Beckenkörper in 10 verschiedene Lamellen eingeteilt worden (vergl. Fig. 4); innerhalb einer derartigen Lamelle wurden die Eiseneinlagen der Einfachheit halber in der gleichen Weise beibehalten.

Die Bodenpressungen sind einmal für Erdauflast mit Erddruck allein und ein zweites Mal

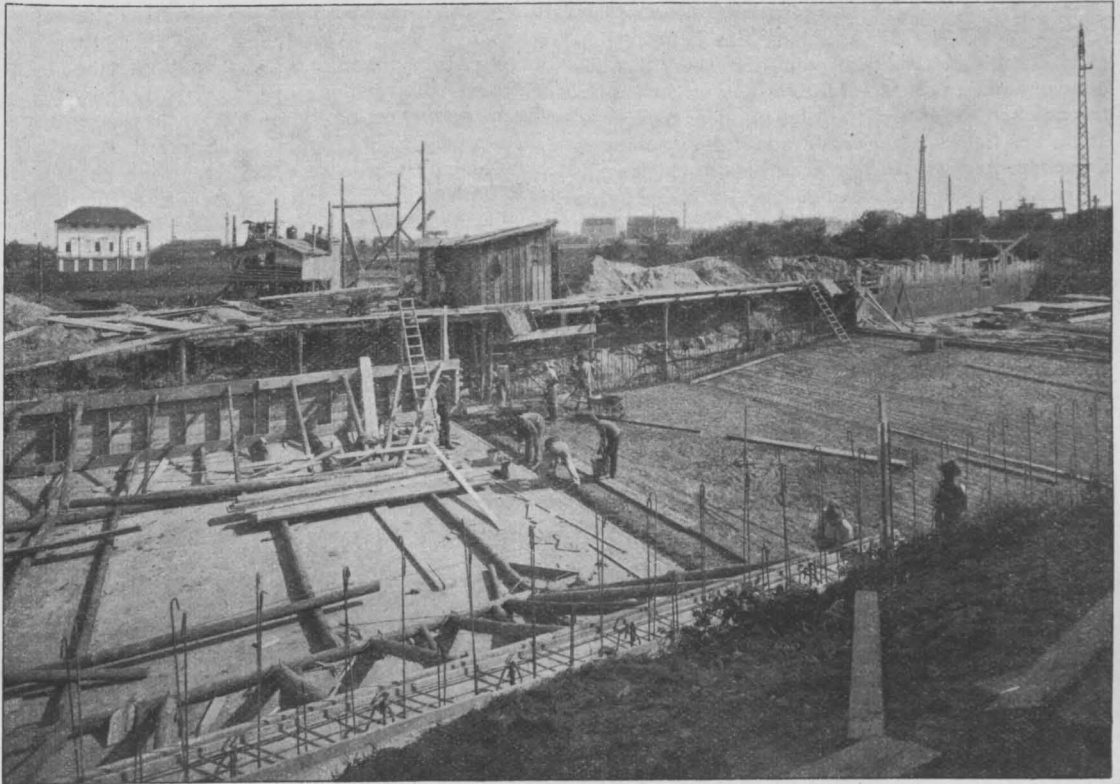


Fig 7.

lich gewesen wäre, so geschah dies einerseits mit Rücksicht darauf, daß die Stadt Karlsruhe weitgehende Garantieverpflichtungen verlangte; andererseits liegen Erfahrungen über Eisenbetonbecken im Freien mit Abmessungen, wie im vorliegenden Falle unseres Wissens nicht vor. Die Erfahrungen, die an Schwimmbecken in Hallenschwimmbädern gemacht wurden, wie sie in einer Reihe größerer Städte ausgeführt sind, lassen sich naturgemäß nicht ohne weiteres auf Becken im Freien übertragen. Die Schwimmbecken anderer Sonnenbäder sind größtenteils als reine Betonbecken ausgebildet.

Die graphischen Darstellungen für die Seitenwand an der tiefsten Stelle ermöglichen es, bei niedrigeren Wandhöhen jeweils an der Sohle die betreffenden Momente und Eiseneinlagen zu entnehmen, die für die Querschnittsabmessungen zu

für Wasserdruck allein ermittelt worden. Unter Berücksichtigung sämtlicher wirkenden Kräfte ergab sich an der tiefsten Stelle ein größter Bodendruck von 0,18 kg/qcm bzw. 0,77 kg/qcm unter der Annahme einer mitwirkenden Bodenplatte von 2,80 bzw. 3,30 m Breite. Der Bodendruck unter den niedrigeren Wänden ergab sich entsprechend geringer.

Die Untersuchung der anschließenden Seitenwand- und Bodenplattenteile ist auf derselben Grundlage erfolgt und die Platten selbst sind nach denselben Gesichtspunkten bewehrt worden. Sämtliche Wand- und Bodenstärken bewegen sich zwischen 10 und 25 cm.

In Fig. 6 ist die Armierung des Beckenquerschnittes an der tiefsten Stelle zur Darstellung gebracht. Bei der Projektierung wurde größter Wert auf eine einwandfreie Einführung

der Wandeisen in die Bodenplatte gelegt, was im allgemeinen in der Weise geschah, daß die äußeren Wandarmierungseisen mit ihren Füßen nach dem inneren Teil der Bodenplatte und die inneren Wandeisen nach dem äußeren Bodenplattenteil greifen. Für den inneren Teil der Bodenplatte konnte in Berücksichtigung aller Verhältnisse als zweckmäßigste Armierung eine obere und untere Eiseneinlage, quadratisch gekreuzt, vorgesehen werden.

Wie üblich, ist die Abteilung für Nichtschwimmer durch ein Drahtseil von der Abteilung für Schwimmer getrennt. Infolge des nicht unbedeutlichen Seilzuges wurde an der Aufhängestelle des Seiles eine Verstärkung des gesamten Querschnittes sowohl der Wand als auch der mitwirkenden Sohle notwendig. In der angefügten Darstellung ist auch die Befestigungsweise des Drahtseiles zu ersehen. Die übrigen in der Fig. 6 noch angegebenen Einzelheiten erklären sich ohne weitere Darlegungen.

Erwähnt sei noch, daß die Überläufe (Spucköffnungen) in der Fabrik von Dyckerhoff u. Widmann in Karlsruhe-Mühlburg hergestellt und als Werkstücke versetzt wurden.

Bei der Ausführung zeigte sich, daß allent-

halben ein guter, tragfähiger Untergrund vorhanden war, dessen sandige Beschaffenheit es teilweise erforderlich machte, unter dem eigentlichen Beckenboden eine dünne Magerbetonschicht einzubringen, um auf dieser dann die Eisen zu verlegen, wie dies aus Fig. 7, einem Bilde während der Ausführung, zu ersehen ist. Die Fugenausbildung machte es notwendig, daß zunächst die beiden Kopfstücke des Beckens fertiggestellt werden mußten und dann erst das Mittelstück betoniert werden konnte. Ausbildung sowie Dichtung der Fugen sind nach unseren eigenen Vorschlägen geschehen und haben bisher zu irgendwelchen Beanstandungen nicht geführt. Der wasserdichte Putz mußte mit besonderer Sorgfalt hergestellt werden und wurde zum Schlusse abgeschliffen.

Um das Becken zu schonen und um insbesondere auch Risse in dem wasserdichten Putz zu vermeiden, soll dasselbe auf Anregung der Firma Dyckerhoff u. Widmann hin auch im Winter mit entsprechend angewärmtem Wasser gefüllt werden, was sowohl im vergangenen als auch im gegenwärtigen Winter erfolgt ist. Diese Füllung ist, dank der örtlichen Verhältnisse, mit geringen Kosten zu erzielen und bildet einen wirksameren Schutz für das Bauwerk, als das übliche Eindecken mit Stroh oder Laub.

DIE BRÜCKE ÜBER DIE ALSTER BEI FUHLSBÜTTEL.

Vom Geheimen Hofrat Professor M. Foerster in Dresden.

Die im Jahre 1913—14 für den Hamburger Staat unter Oberleitung des Vorstandes des Hamburgischen Ingenieurwesens, Baudirektor Sperber, und des Abteilungsvorstandes, Baumeister

Buer, entworfene, durch die Firma Christiani & Nielsen, Hamburg, ausgeführte, in Fig. 1 dargestellte Brücke dient zur Überführung von drei Gleisen für die elektrische Bahn nach Langen-

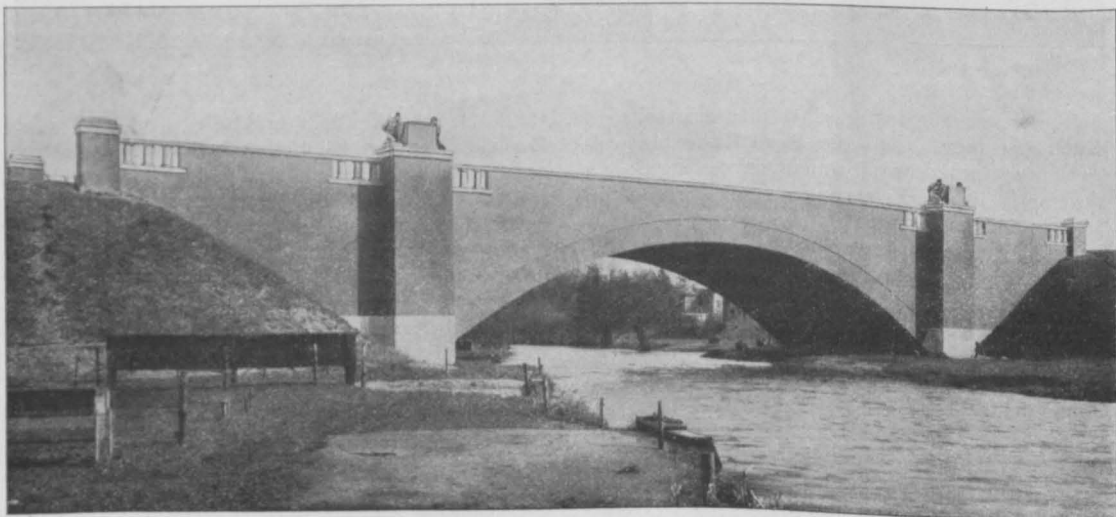


Fig. 1.

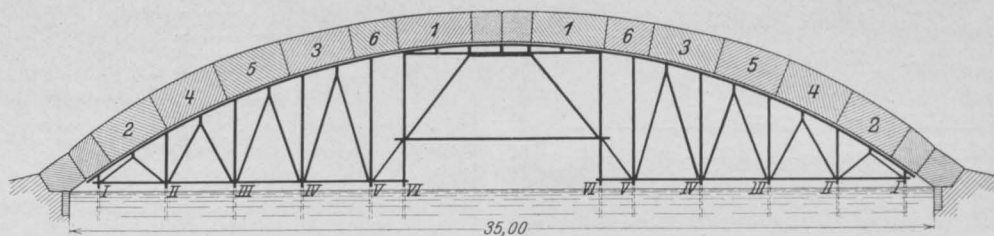


Fig. 2.

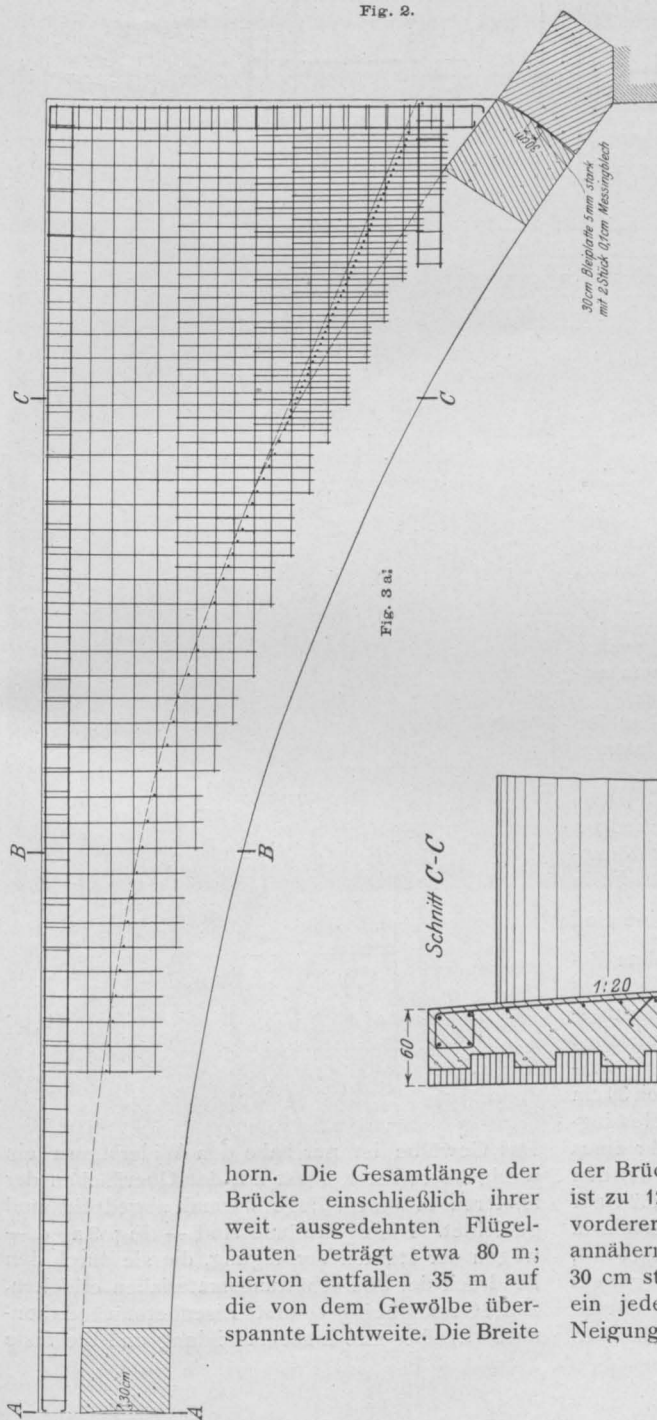


Fig. 3 a.

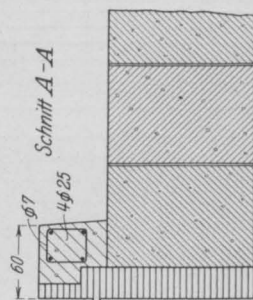


Fig. 3 b.

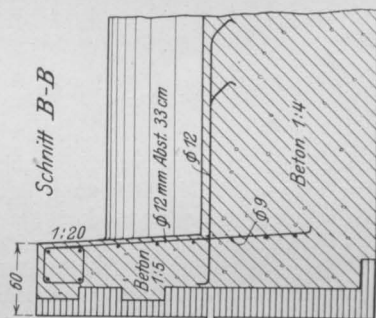


Fig. 3 c.

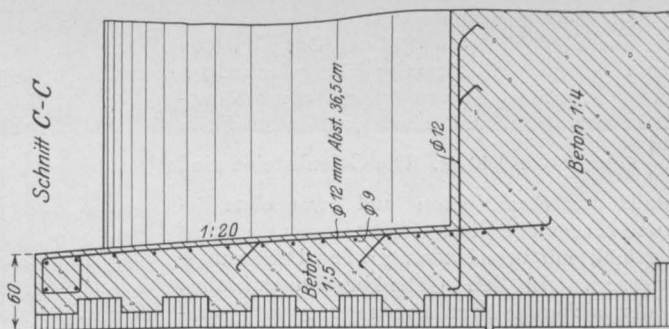


Fig. 3 d.

horn. Die Gesamtlänge der Brücke einschließlich ihrer weit ausgedehnten Flügelbauten beträgt etwa 80 m; hiervon entfallen 35 m auf die von dem Gewölbe überspannte Lichtweite. Die Breite

der Brücke zwischen den steinernen Brüstungen ist zu 12,96 m bemessen. Die mit senkrechter vorderer Begrenzung ausgeführten, den Bogen annähernd fortsetzenden Widerlager sind auf 30 cm starken Holzpfählen gegründet, und zwar ein jedes Widerlager auf etwa 300 Stück. Die Neigung der Pfähle ist der, auf sie entfallenden

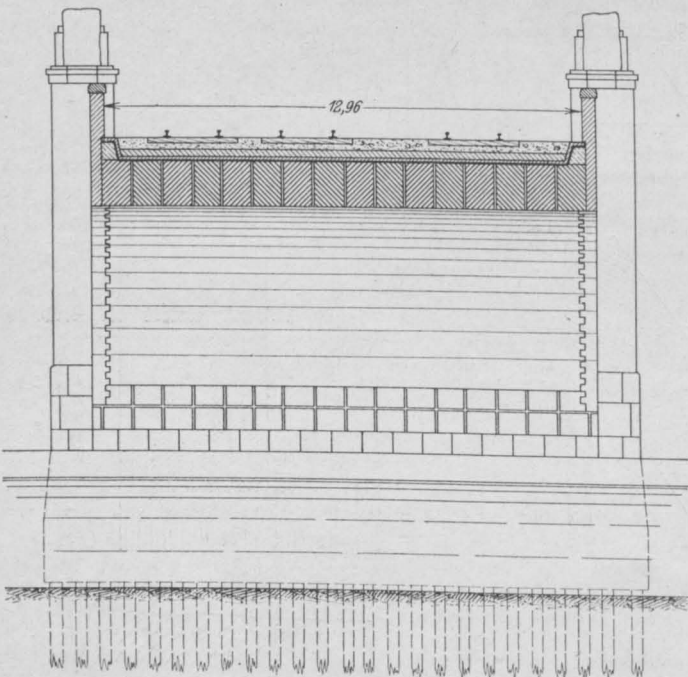


Fig. 4.

Mittelkraft aus wagerechter und senkrechter Belastung angepaßt; die Belastung der einzelnen Pfähle ist nicht sehr schwankend, zwischen 16,6 und 14,6 t, so daß also der einzelne Pfahl i. M. mit rd. 22 kg/qcm belastet ist. Die Pfahlköpfe greifen in den Beton des Widerlagers ein. Die diesen umschließenden Spundwände sind 15 cm stark.

Gleich den Widerlagern ist auch das Gewölbe ein reiner Betonbau. Sein Pfeilverhältnis beträgt 1:6,5; auf die Stützweite von 35,0 m entfällt somit eine Pfeilhöhe von 5,38 m. Das Gewölbe — Fig. 2 — ist ein normaler Dreigelenkbogen mit einer Scheitelstärke von 1,20 m, einer Kämpferstärke von 1,30 m und einer größten Stärke in der „ $\frac{1}{4}$ “-Fuge“ von 1,40 m. Die Gelenksteine sind

ebenfalls aus Stampfbeton und zwar ohne Bewehrung hergestellt. Das Gelenk ist ein einfaches Wälzgelenk mit verschiedenen großen Berührungshalbmessern. In den Gelenkberührungsflächen sind der sicheren Druckübertragung und -ausgleichung halber 5 mm starke Bleiplatten von 30 cm Breite mit beiderseitigen 0,8 mm starken Messingplatten eingelegt. Hierdurch ist die Gefahr eines Zerdrückens des Betons vermieden, die bei den sehr erheblichen Kämpferdrücken von rd. 262 t auf ein Tiefenmeter nicht ausgeschlossen erschien. Die Gelenkfugen sind bis obenhin durchgeführt, werden aber an den Kämpfern, wegen der gerade hier in sehr geschickter Weise angeordneten senkrechten Pfeilerlinien nicht besonders sichtbar.

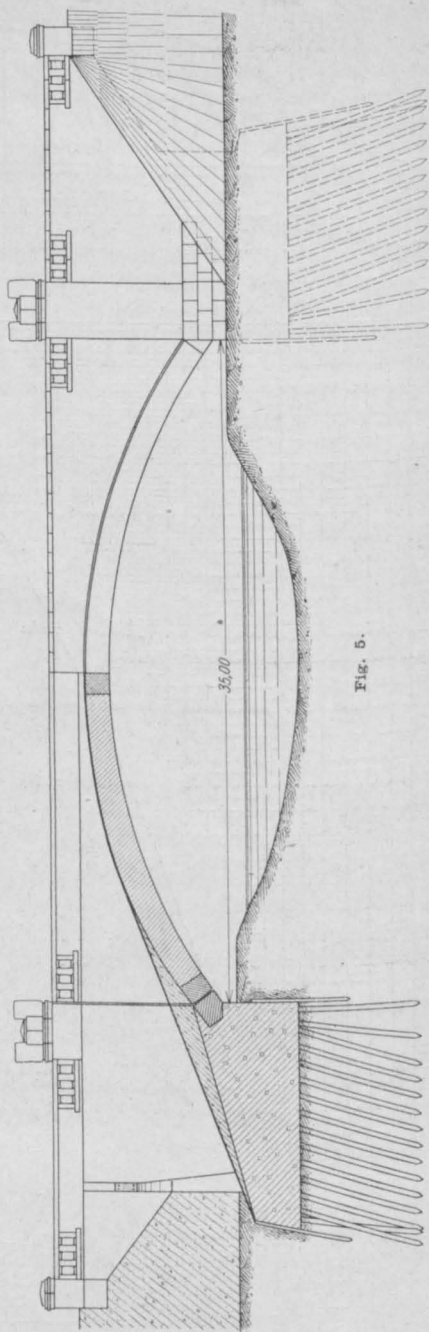


Fig. 5.

Das Gewölbe ist nur nahe den Widerlagern ein wenig übermauert, sonst mit den Oberflächen der letzteren in einem Zuge normal abgedeckt und gedichtet. Die Stirnwände sind — Fig. 3 a–d — wegen der starken Verbiegung, die sie durch den Erddruck der Überschüttungsmaterialien erhielten, als im Gewölbe eingespannte Eisenbetonwände konstruiert. Über ihre Einzelausbildung und die feste

Einfügung in das Gewölbe geben die beigegefügt Figuren Auskunft. In ähnlicher Weise sind auch die weit über das Bauwerk in dessen Längsrichtung vorspringenden Flügelmauern als Verbundbauten ausgebildet. Wie Fig. 5 und 8 erkennen lassen, kragt zudem ein sehr erheblicher Teil dieser Flügel über das Bauwerk hinaus; demgemäß war neben der Biegungsbewehrung gegen-

die Stirnwände und Flügel sind in Mischung 1:5 hergestellt. Die zeitliche Herstellung des Gewölbes selbst, d. h. die Ausführung der Betonierungsarbeit gibt Fig. 2 an, die zugleich die grundsätzliche Form des hölzernen Lehrgerüsts mit einer Durchfahrtsöffnung in der Mitte von 7,50 m l. W. und 2,0 m l. H. über dem mit dem H. W. zusammenfallenden Kämpferpunkte

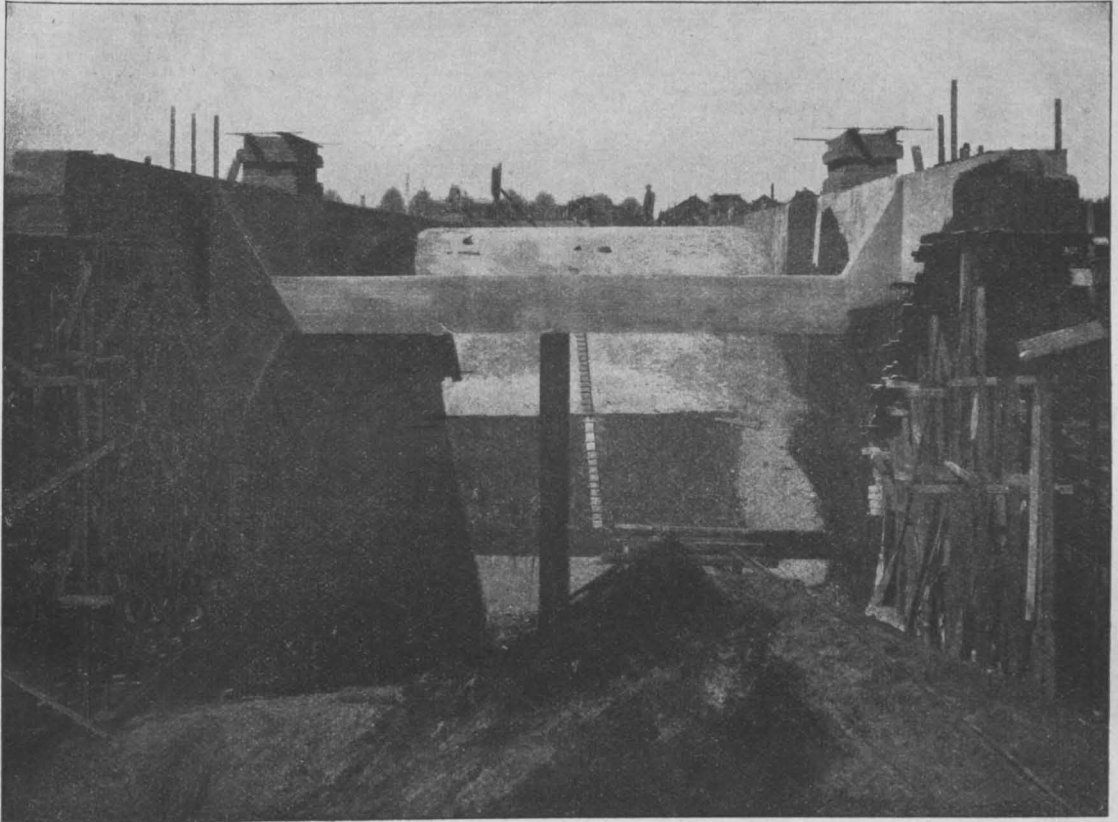


Fig. 6.

über dem seitlichen Drucke der Überschüttung auch eine Eiseneinlage für die Beanspruchung der Kragarme als Konsolträger notwendig. Um die seitliche Verbiegung zu verringern, ist — Fig. 5, 6 u. 7a—b — zwischen den Flügelmauern je ein starker Eisenbeton-Ankerbalken angeordnet, der — Fig. 6 u. 7a — mit sehr breiter Basis und kräftiger Eckaussteifung in die Flügel einbindet und zur Vermeidung einer Durchbiegung durch sein Eigengewicht in der Mitte durch eine kräftige Verbundsäule gestützt ist, die ihrerseits — Fig. 5 u. 7b — auf dem hinteren Teile der Widerlager aufsitzt und auf dieses unmittelbar ihre Last abgibt. Die Stütze selbst ist — Fig. 7b — wie eine normale Verbundsäule bewehrt.

Das Gewölbe ist aus Beton 1:4 gestampft,

zu erkennen gibt. Zum Ablassen des Lehrgerüsts wurde mit Rücksicht auf die großen Gewichte das Zuffersche Bügelholz-Sägeschnittverfahren verwendet.

Die statische Berechnung ist in vollkommen normaler Weise durch Aufzeichnen der Stützlinsen durchgeführt worden; hierbei ist als Nutzlast eine bewegliche Vollast von 1,3 t/qm, d. h. eine Überlast im Beton von 72 cm, zugrunde gelegt worden. Der seitliche aktive Erddruck auf die Widerlager wurde in Rechnung gestellt.

Die Ansichtsflächen der Brücke sind mit roten Klinkern verblendet, zu welchem Zwecke die Stirnflächen und Flügelmauern mit den nötigen Aussparungen versehen wurden. Ihre Verblendung kam erst nach vollendeter Ausschalung zur

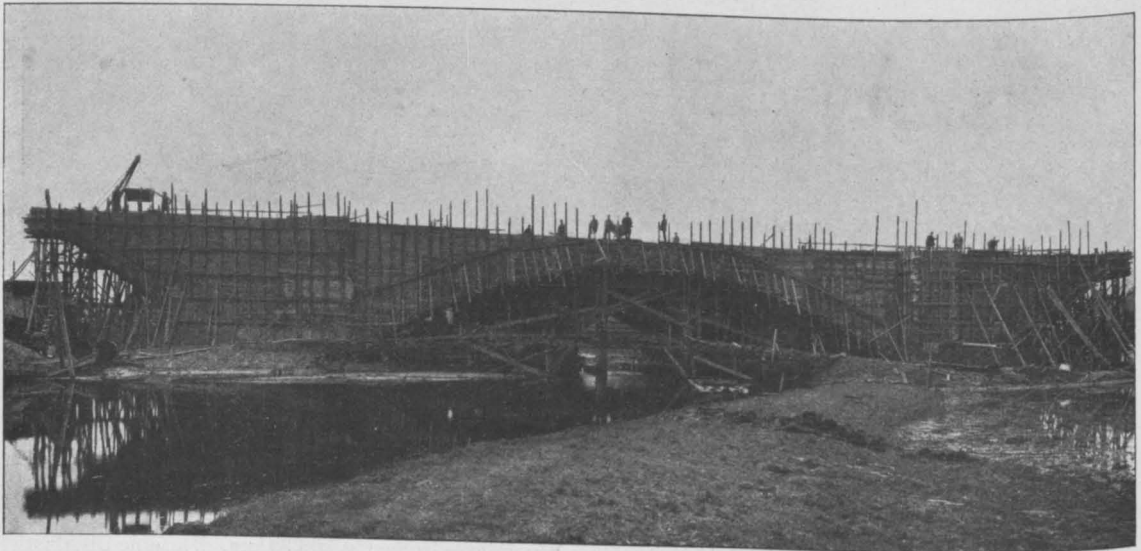
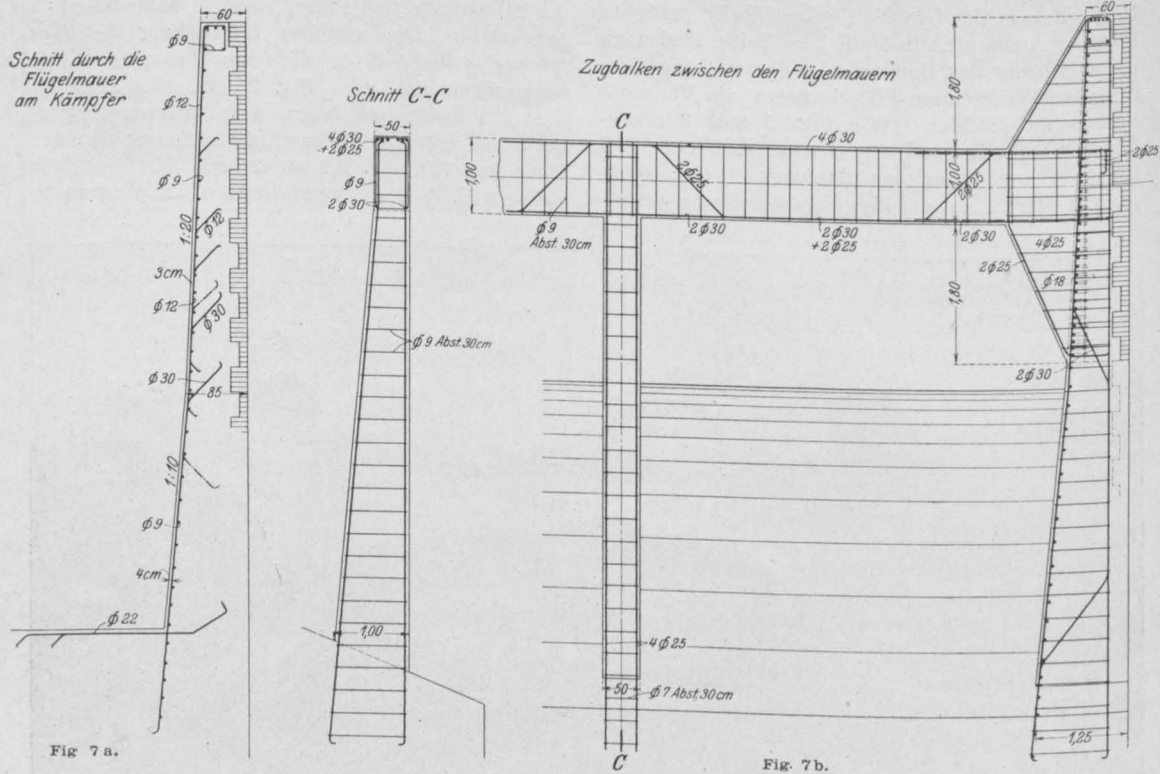


Fig. 8.

Ausführung. Die Abdeckungen der Steinbrüstungen und die Pfeilerkrönungen sind aus Muschelkalk hergestellt, der in seiner Tönung einen wirksamen und dabei harmonisch abgetönten Gegensatz zu dem roten Klinkermaterial bildet und dem Bauwerk die Einheitlichkeit seiner architektonischen Ausgestaltung wahr. Nichts

verliert sich hier in kleinlicher Form; kräftig und als in sich geschlossenes Ganzes hebt sich der Hauptteil der Brücke, ihre Mitte, heraus, wirkungsvoll begrenzt und naturgemäß abgeschlossen durch die kraftvollen, durch starke Schattengebung besonders wirksamen, weit heraustretenden Pfeiler, denen gegenüber die Flügel

als nebeneordnete Bauteile erscheinen, wenn sie auch durch Form und Unterbau den inneren organischen Zusammenhang mit den Pfeilern sofort erkennen lassen. Über allem aber steht die in der breiten Flächenwirkung und der sinngemäßen Gliederung sich zeigende große Form!

BEITRAG ZUR BEDEUTUNG DES STEIFIGKEITSVERHÄLTNISSES BEI EINFACHEN RAHMENKONSTRUKTIONEN.

Von Baurat Scharff-Hamburg.

Der Einfluß des Verhältnisses der Trägheitsmomente auf die Größe der Biegungsanstrengungen in den Stäben eines Doppelportals unter lotrechter Belastung ist im V. Jahrgang dieser Zeitschrift bereits Gegenstand der Untersuchung gewesen. Damals wurde versucht, für die Balkenmomente Grenzwerte der Steifigkeitsverhältnisse festzulegen, bei denen die Annahme fester Einspannung einerseits und die Annahme der Kontinuität auf Schneidenlagerung andererseits dem strengen Rechnungsverfahren mit einer für die Praxis genügenden Annäherung gleichwertig ist.

Im folgenden soll als Ergänzung jener Ausführungen der Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses auch für den Fall geprüft werden, daß dasselbe

Hier haben wieder einmal Ingenieure und Architekten in gemeinsamer Arbeit und in gegenseitigem Sichverstehen und -ergänzen ein Werk geschaffen, welches unserer technischen Kultur zur Ehre gereicht und als Vorbild dienen kann für die Behandlung ähnlicher Aufgaben.

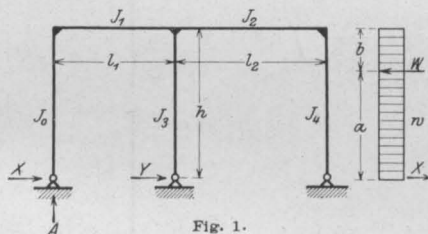


Fig. 1.

Stabsystem seitlichen Kräften ausgesetzt ist. Die Seitenkräfte mögen aus einer Einzellast und einer gleichmäßig verteilten Belastung bestehen.

Für den Portalrahmen sind zunächst die allgemeinen Formeln aufzustellen, wobei für den einzelnen Stab wie früher gleichbleibende Trägheitsmomente und Querschnitte vorausgesetzt werden. Die Entwicklung erfolgt mit Hilfe des Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit; sie sei hier kurz wiedergegeben.

Das System ist dreifach statisch unbestimmt. Als statisch nicht bestimmbar Größen werden A, X und Y gewählt. Wird A = X = Y = 0, so erhält man das statisch bestimmte Hauptsystem. Bei Anbringung der Unbekannten als äußere Kräfte ergibt sich die Kräfteverteilung nach Fig. 2.

Soll die Bieigungsarbeit A_i ein Minimum werden, so müssen, wenn man die Formänderungsarbeit der Querkkräfte vernachlässigt, die Bedingungen erfüllt sein:

$$\int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial X} ds + \int \frac{N}{EF} \frac{\partial N}{\partial X} ds = 0 \dots (I)$$

$$\int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial Y} ds + \int \frac{N}{EF} \frac{\partial N}{\partial Y} ds = 0 \dots (II)$$

$$\int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial A} ds + \int \frac{N}{EF} \frac{\partial N}{\partial A} ds = 0 \dots (III)$$

Die Momente und Normalkräfte der einzelnen Stäbe für den Zustand Fig. 2 sind:

$$B = -A \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_2} + \frac{1}{l_2} \left(W \cdot a + \frac{w h^2}{2} \right)$$

$$C = -\frac{1}{l_2} \left(W \cdot a + \frac{w h^2}{2} \right) + A \frac{l_1}{l_2}$$

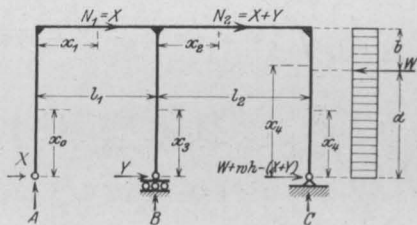


Fig. 2.

$$M_{x0} = -X x_0$$

$$M_{x1} = +A x_1 - X \cdot h$$

$$M_{x2} = -(X + Y) h + \left(W \cdot a + \frac{w h^2}{2} \right) \frac{x_2}{l_2} + A l_1 \left(1 - \frac{x_2}{l_2} \right)$$

$$M_{x3} = -Y x_3$$

$$\begin{aligned} a \left[M_{x4} \right] &= \left[W + w h - (X + Y) \right] x_4 - \frac{w x_4^2}{2} \\ h \left[M_{x4} \right] &= \left[W + w h - (X + Y) \right] x_4 \\ &\quad - \frac{w x_4^2}{2} - W (x_4 - a). \end{aligned}$$

$$N_0 = A; \quad N_1 = X; \quad N_2 = X + Y;$$

$$N_3 = B; \quad N_4 = C.$$

Die Bedingungsgleichungen zur Ermittlung der drei Unbekannten lauten dann:

$$\begin{aligned}
 0 = & \frac{1}{E J_0} \int_0^h X x_0^2 dx_0 - \frac{1}{E J_1} \int_0^{l_1} (A x_1 - X h) h dx_1 \\
 & - \frac{1}{E J_2} \int_0^{l_2} \left\{ \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \frac{x_2}{l_2} - (X + Y) h + A l_1 \left(1 - \frac{x_2}{l_2} \right) \right\} h dx_2 \\
 & - \frac{1}{E J_4} \int_0^a \left\{ \left[W + w h - (X + Y) \right] x_4 - \frac{w x_4^2}{2} \right\} x_4 dx_4 \\
 & - \frac{1}{E J_4} \int_a^h \left\{ W a + w h x_4 - (X + Y) x_4 - \frac{w x_4^2}{2} \right\} x_4 dx_4 \\
 & + \frac{1}{E F_1} \int_0^{l_1} X dx_1 + \frac{1}{E F_2} \int_0^{l_2} (X + Y) dx_2
 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \dots \dots \dots (I)$$

$$\begin{aligned}
 0 = & \frac{1}{E J_2} \int_0^{l_2} \left\{ (X + Y) h - \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \frac{x_2}{l_2} - A l_1 \left(1 - \frac{x_2}{l_2} \right) \right\} h dx_2 \\
 & + \frac{1}{E J_3} \int_0^h Y x_3^2 dx_3 - \frac{1}{E J_4} \int_0^a \left\{ \left[W + w h - (X + Y) \right] x_4 - \frac{w x_4^2}{2} \right\} x_4 dx_4 \\
 & - \frac{1}{E J_4} \int_a^h \left\{ W a + w h x_4 - (X + Y) x_4 - \frac{w x_4^2}{2} \right\} x_4 dx_4 + \frac{1}{E F_2} \int_0^{l_2} (X + Y) dx_2
 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \dots \dots \dots (II)$$

$$\begin{aligned}
 0 = & \frac{1}{E J_1} \int_0^{l_1} (+ A x_1 - X h) x_1 dx_1 \\
 & + \frac{1}{E J_2} \int_0^{l_2} \left\{ -(X + Y) h + \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \frac{x_2}{l_2} + A l_1 \left(1 - \frac{x_2}{l_2} \right) \right\} l_1 \left(1 - \frac{x_2}{l_2} \right) dx_2 \\
 & + \frac{1}{E F_0} \int_0^h A dx_0 + \frac{1}{E F_3} \int_0^h \left\{ A \frac{l_1 + l_2}{l_2} - \frac{1}{l_2} \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \right\} \frac{l_1 + l_2}{l_2} dx_3 \\
 & + \frac{1}{E F_4} \int_0^h \left\{ A \frac{l_1}{l_2} - \frac{1}{l_2} \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \right\} \frac{l_1}{l_2} dx_4.
 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \dots \dots \dots (III)$$

Wird der Elastizitätsmodul E als konstant vorausgesetzt und Gl. (II) von Gl. (I) abgezogen, so erhält man:

$$A = X \cdot 2 \frac{h}{l_1} \left(1 + \frac{1}{3} \frac{J_1}{J_0} \frac{h}{l_1} + \frac{J_1}{F_1 h^2} \right) - Y \cdot \frac{2}{3} \frac{J_1}{J_3} \left(\frac{h}{l_1} \right)^2 = 2 \frac{h}{l_1} \left\{ X + \frac{1}{3} \frac{h}{l_1} \left(X \frac{J_1}{J_0} - Y \frac{J_1}{J_3} \right) \right\} + \frac{2 J_1}{F_1 l_1 h} X \quad (1)$$

Aus Gl. (II) folgt:

$$\begin{aligned}
 X \cdot \alpha + Y \cdot \beta = & \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \frac{h l_2}{2} + \frac{J_2}{J_4} \left(W a + \frac{5}{12} w h^2 \right) \frac{h^2}{2} - \frac{J_2}{J_4} W \frac{a^3}{6} \\
 = & \frac{1}{2} W a \frac{J_2}{J_4} \left(\frac{J_4}{J_2} h l_2 + h^2 - \frac{a^2}{3} \right) + \frac{1}{4} w h^3 \left(l_2 + \frac{J_2}{J_4} \frac{5}{6} h \right)
 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

Hier ist:

$$\alpha = \frac{h^3}{3} \left(\frac{J_2}{J_4} - \frac{l_2}{l_1} \frac{J_1}{J_0} \right) + l_2 \left(\frac{J_2}{F_2} - \frac{J_1}{F_1} \right);$$

$$\beta = h^2 l_2 \left(1 + \frac{J_2}{F_2 h^2} \right) + \frac{h^3}{3} \left(\frac{J_2}{J_3} + \frac{J_2}{J_4} + \frac{J_1}{J_3} \frac{l_2}{l_1} \right).$$

Der Wert für A, in Gl. (III) eingesetzt, liefert eine zweite Gleichung, welche ebenfalls nur die beiden Unbekannten X und Y enthält:

$$-X(\varphi + \gamma) + Y(\omega + \psi) = \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \left(\frac{l_1 l_2}{6} - \frac{h J_2}{F_3} \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_2^2} - \frac{J_2 h l_1}{F_4 l_2^2} \right) \dots \dots \dots (3)$$

Hier ist:

$$\varphi = \left(\frac{l_1 J_2}{J_1} + l_2 \right) \left(\frac{l_1}{2} + \frac{2}{3} \frac{J_1 h}{J_0} \right) \frac{h}{3};$$

$$\gamma = \frac{2}{3} \frac{l_1^2}{h} \left(\frac{J_2}{F_1} + \frac{J_1}{F_1} \frac{l_2}{l_1} \right) + 2 \frac{h^2 J_2}{l_1 F_0} \left(1 + \frac{1}{3} \frac{J_1}{J_0} \frac{h}{l_1} + \frac{J_1}{F_1 h^2} \right) \left\{ 1 + \frac{F_0}{F_3} \left(\frac{l_1 + l_2}{l_2} \right)^2 + \frac{F_0}{F_4} \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2 \right\};$$

$$\omega = \frac{1}{2} l_1 h^2 \left(\frac{4}{9} \frac{J_2}{J_3} + \frac{4}{9} \frac{J_1}{J_3} \frac{l_2}{l_1} + \frac{l_2}{h} \right);$$

$$\psi = \frac{2}{3} \frac{J_1}{J_3} \cdot \frac{h^3}{l_1^2} \left\{ \frac{J_2}{F_0} + \frac{J_2}{F_3} \left(\frac{l_1 + l_2}{l_2} \right)^2 + \frac{J_2}{F_4} \frac{l_1^2}{l_2^2} \right\}.$$

Hieraus folgt:

$$Y = \frac{\varphi + \gamma}{\omega + \psi} \cdot X + \frac{1}{\omega + \psi} \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \left\{ \frac{l_1 l_2}{6} - \frac{h}{l_2^2} \left(\frac{J_2(l_1 + l_2)}{F_3} + \frac{J_2 l_1}{F_4} \right) \right\} \dots \dots \dots (4)$$

Der Wert für Y, in Gl. (2) eingesetzt, ergibt:

$$X \left\{ \alpha + \frac{\varphi + \gamma}{\omega + \psi} \cdot \beta \right\} = - \frac{\beta}{\omega + \psi} \left(W a + \frac{w h^2}{2} \right) \left\{ \frac{l_1 l_2}{6} - \frac{h}{l_2^2} \left(\frac{J_2(l_1 + l_2)}{F_3} + \frac{J_2 l_1}{F_4} \right) \right\}$$

$$+ \frac{1}{2} W a \frac{J_2}{J_4} \left(\frac{J_4}{J_2} h l_2 + h^2 - \frac{a^2}{3} \right) + \frac{1}{4} w h^3 \left(l_2 + \frac{5}{6} h \frac{J_2}{J_4} \right) \dots \dots (5)$$

Nach der Ausrechnung von X wird die Ermittlung von Y durch Gl. (4) ermöglicht. Sind X und Y bekannt, so ist A mit Hilfe der einfachen Gl. (1) und danach der mittlere Stützendruck aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen zu berechnen.

Zur Vereinfachung der Formeln dient die übliche Vernachlässigung der Normalspannungen. Alle Faktoren, die F im Nenner enthalten, fallen dann aus, die Kürzungszeichen γ und ψ nehmen den Wert Null an und, um die Behandlung weiter zu erleichtern, soll die Einzellast W in Höhe des Querriegels angreifend gedacht und die gleiche Gesetzmäßigkeit in den Abmessungen vorausgesetzt werden, wie sie der vorerwähnten Arbeit zugrunde gelegt worden war, nämlich daß

1. die Trägheitsmomente der Stützen den Quadraten der Lastanteile proportional sind, die bei aufgehobener Kontinuität und lotrechter Vollbelastung der Balken auf sie entfallen,

2. die Trägheitsmomente der Balken sich verhalten wie die dritten Potenzen der zugehörigen Spannweiten.

Veränderlich dagegen sollen sein:

a) das Höhenverhältnis, d. i. das Verhältnis

$$\mu = \frac{l_1 + l_2}{h} \text{ der Gesamtweite zur Höhe,}$$

β) das Feldverhältnis, d. i. das Verhältnis

$$\nu = \frac{l_1}{l_2} \text{ der Feldweiten zueinander,}$$

γ) das Steifigkeitsverhältnis, d. i. das Verhältnis der Trägheitsmomente der Balken zu den Trägheitsmomenten der Stützen.

Nach Wahl von $\frac{l_1}{l_2}$ und $\frac{J_1}{J_3}$ ergeben sich aus

der unter 1. und 2. festgesetzten Proportionalität die übrigen Trägheitsmomente in ihrem Verhältnis zu J_1 und zueinander, wie aus umstehender Tabelle ersichtlich.

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{l_1+l_2}{h}$	$\frac{J_1}{J_3}$	$\frac{J_4}{J_2}$	$\frac{J_1}{J_0}$	$\frac{J_3}{J_2}$	$J_0:J_3:J_4$	X		Y		A	
								W	wh	W	wh	W	wh
1	1	3	$1/\infty$	∞	$1/\infty$	∞	1:4:1	0,25	0,125	0,5	0,25	0,3333	0,1667
2	"	"	$1/60$	15	$1/15$	60	"	0,2482	0,1267	0,5037	0,2537	"	0,1702
3	"	"	$1/80$	$15/2$	$2/15$	30	"	0,2460	0,1280	0,5075	0,2565	"	0,1733
4	"	"	$1/20$	5	$1/5$	20	"	0,2450	0,1292	0,5105	0,2604	"	0,1761
5	"	"	$1/10$	$5/2$	$2/5$	10	"	0,2402	0,1316	0,5196	0,2696	"	0,1830
6	"	"	$1/3$	$3/4$	$4/3$	3	"	0,2244	0,1333	0,5513	0,3013	"	0,2006
7	"	"	1	$1/4$	4	1	"	0,2024	0,1262	0,5950	0,3450	"	0,2154
(6a)	"	"	$1/3$	$6/5$	$5/6$	3	1:2,5:1	0,2431	0,1215	0,5139	0,2569	0,3333	0,1667
(7a)	"	"	1	$2/5$	$5/2$	1	"	0,2361	0,1438	0,5278	0,2986	0,3333	0,2098
8	"	"	3	$1/12$	12	$1/3$	1:4:1	0,1833	0,1155	0,6333	0,3818	"	0,2251
9	"	"	10	$1/40$	40	$1/10$	"	0,1725	0,1083	0,6550	0,4050	"	0,2275
10	"	"	20	$1/80$	80	$1/20$	"	0,1697	0,1063	0,6606	0,4106	"	0,2283
11	"	"	∞	$1/\infty$	∞	$1/\infty$	"	0,1667	0,1042	0,6667	0,4167	"	0,2292
1	$3/4$	3	$1/\infty$	∞	$1/\infty$	∞	9:49:16	0,1800	0,09	0,5	0,25	0,28	0,14
2	"	"	$1/60$	$405/9$	$49/540$	$405/16$	"	0,1780	0,0918	0,5056	0,2556	"	0,1445
3	"	"	$1/30$	$405/98$	$49/270$	$405/32$	"	0,1761	0,0933	0,5108	0,2610	"	0,1485
4	"	"	$1/20$	$135/49$	$49/180$	$135/16$	"	0,1740	0,0941	0,5152	0,2656	"	0,1514
5	"	"	$1/10$	$270/196$	$49/90$	$135/32$	"	0,1697	0,0959	0,5285	0,2788	"	0,1590
6	"	"	$1/3$	$81/196$	$49/27$	$81/64$	"	0,1557	0,0949	0,5674	0,3181	"	0,1743
7	"	"	1	$27/196$	$49/9$	$27/64$	"	0,1402	0,0888	0,6100	0,3610	"	0,1846
(6a)	"	"	$1/3$	$81/128$	$32/27$	$81/64$	9:32:16	0,1722	0,1020	0,5217	0,2857	0,28	0,1689
(7a)	"	"	1	$27/128$	$32/9$	$27/64$	"	0,1663	0,1028	0,5382	0,3127	0,28	0,1813
8	"	"	3	$9/196$	$49/3$	$9/64$	9:49:16	0,1295	0,0815	0,6402	0,3917	"	0,1896
9	"	"	10	$27/1960$	$490/9$	$27/640$	"	0,1242	0,0779	0,6549	0,4065	"	0,1916
10	"	"	20	$27/3920$	$980/9$	$27/1280$	"	0,1229	0,0770	0,6583	0,4101	"	0,1920
11	"	"	∞	$1/\infty$	∞	$1/\infty$	"	0,1216	0,0760	0,6622	0,4139	"	0,1925
1	$1/2$	3	$1/\infty$	∞	$1/\infty$	∞	1:9:4	0,1	0,05	0,5	0,25	0,2	0,1
2	"	"	$1/60$	$10/3$	$3/20$	$15/2$	"	0,0979	0,0520	0,5103	0,2610	"	0,1063
3	"	"	$1/30$	$5/3$	$3/10$	$15/4$	"	0,0962	0,0536	0,5192	0,2704	"	0,1107
4	"	"	$1/20$	$10/9$	$9/20$	$5/2$	"	0,0946	0,0538	0,5273	0,2785	"	0,1141
5	"	"	$1/10$	$5/9$	$9/10$	$5/4$	"	0,0910	0,0540	0,5460	0,2982	"	0,1205
(5a)	"	6	$1/10$	$5/9$	$9/10$	$5/4$	1:9:4	0,0946	0,0536	0,5270	0,2787	0,1	0,0570
6	"	3	$1/3$	$1/6$	3	$3/8$	"	0,0826	0,0515	0,5870	0,3424	0,2	0,1300
7	"	"	1	$1/18$	9	$1/8$	"	0,0765	0,0481	0,6185	0,3750	"	0,1346
(6a)	"	"	$1/3$	$1/4$	2	$3/8$	1:6:4	0,0930	0,0582	0,525	0,3000	0,2	0,1306
(7a)	"	"	1	$1/12$	6	$1/8$	"	0,0929	0,0579	0,5357	0,3212	0,2	0,1332
8	"	"	3	$1/54$	27	$1/24$	1:9:4	0,0733	0,0460	0,6333	0,3917	"	0,1363
9	"	"	10	$1/180$	90	$1/80$	"	0,0720	0,0451	0,6399	0,3986	"	0,1372
10	"	"	20	$1/360$	180	$1/160$	"	0,0717	0,0449	0,6413	0,4002	"	0,1373
11	"	"	∞	$1/\infty$	∞	$1/\infty$	"	0,0714	0,0446	0,6429	0,4018	"	0,1375

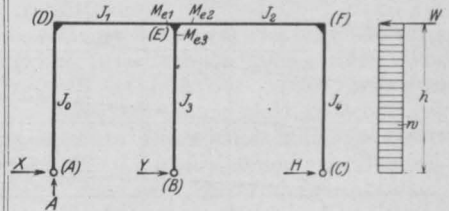
Diese Tabelle enthält die Werte der statisch unbestimmten Größen und der Momente M_{e1} und M_{e2} . Mit M_{e1} ist das Balkenmoment unmittelbar links, mit M_{e2} das Balkenmoment unmittelbar rechts von der Mittelstütze bezeichnet. Diese Werte sind zunächst für das Höhenverhältnis $\mu = 3$ und die Feldverhältnisse $\nu = 1$, $\nu = 3/4$ und $\nu = 1/2$ mit wechselnden Steifigkeitsverhältnissen $\frac{J_1}{J_3}$ in genügender Anzahl errechnet, um in jeder ν -Gruppe das zwischen den Grenzen $\frac{J_1}{J_3} = \frac{1}{\infty}$

und $\frac{J_1}{J_3} = \infty$ liegende Gebiet überblicken zu können. Der erste Grenzfall entspricht einer gegenüber den Stützen verschwindend geringen Steifigkeit des durchlaufenden Balkens, $\frac{J_1}{J_3} = \infty$ bedeutet den entgegengesetzten Grenzfall der festen Einspannung äußerst schwacher Stützen in dem sehr kräftigen Riegel.

Zur besseren Übersicht sind die M_{e1} - und M_{e2} -Werte und das Kopfmoment M_{e3} in Fig. 3 und 4 getrennt für Einzellast und gleichmäßig ver-

14	15	16	17	18	19	Bemerkungen
$M_{e1} = A l_1 - X h$		$M_{e2} = A l_1 - (X+Y) h$		X : Y : H		
W h	w h ²	W h	w h ²	Belastung: W	Belastung: w h	
0,25	0,125	— 0,25	— 0,125	1 : 2 : 1	1 : 2 : 5	$M_{e2} = M_{e1} + M_{e3}$
0,2518	0,1286	— 0,2519	— 0,1251	1 : 2,03 : 1	1 : 2 : 4,89	
0,254	0,1319	— 0,2535	— 0,1246	1 : 2,06 : 1	1 : 2 : 4,81	
0,2555	0,1350	— 0,2555	— 0,1255	1 : 2,08 : 1	1 : 2,02 : 4,72	
0,2598	0,1429	— 0,2598	— 0,1267	1 : 2,16 : 1	1 : 2,05 : 4,55	
0,2756	0,1676	— 0,2756	— 0,1337	1 : 2,46 : 1	1 : 2,26 : 4,24	
0,2976	0,1970	— 0,2974	— 0,1480	1 : 2,94 : 1	1 : 2,73 : 4,19	
0,2569	0,1285	— 0,2569	— 0,1285	1 : 2,11 : 1	1 : 2,11 : 5,11	
0,2639	0,1709	— 0,2639	— 0,1278	1 : 2,24 : 1	1 : 2,08 : 3,08	
0,3167	0,2222	— 0,3167	— 0,1596	1 : 3,45 : 1	1 : 3,31 : 4,35	
0,3275	0,2329	— 0,3275	— 0,1721	1 : 3,80 : 1	1 : 3,74 : 4,50	
0,3303	0,2361	— 0,3303	— 0,1745	1 : 3,89 : 1	1 : 3,86 : 4,54	
0,3333	0,2396	— 0,3333	— 0,1771	1 : 4 : 1	1 : 4 : 4,6	
0,18	0,09	— 0,32	— 0,16	9 : 25 : 16	9 : 25 : 66	
0,1820	0,0940	— 0,3236	— 0,1617	9 : 25,56 : 16	9 : 25,05 : 63,94	
0,1839	0,0976	— 0,3269	— 0,1634	9 : 26,10 : 16	9 : 25,17 : 62,28	
0,1860	0,1005	— 0,3292	— 0,1651	9 : 26,65 : 16	9 : 25,40 : 61,24	
0,1903	0,1085	— 0,3382	— 0,1703	9 : 28,02 : 16	9 : 26,17 : 58,70	
0,2043	0,1292	— 0,3631	— 0,1889	9 : 32,79 : 16	9 : 30,17 : 55,69	
0,2198	0,1485	— 0,3902	— 0,2125	9 : 39,15 : 16	9 : 36,59 : 55,76	
0,1878	0,1153	— 0,3339	— 0,1704	9 : 27,27 : 16	9 : 25,22 : 54,05	
0,1937	0,1303	— 0,3444	— 0,1824	9 : 29,13 : 16	9 : 27,37 : 51,16	
0,2305	0,1623	— 0,4097	— 0,2294	9 : 44,49 : 16	9 : 43,27 : 58,19	
0,2358	0,1685	— 0,4191	— 0,2381	9 : 47,44 : 16	9 : 46,98 : 59,59	
0,2371	0,1699	— 0,4213	— 0,2401	9 : 48,20 : 16	9 : 47,95 : 59,98	
0,2384	0,1715	— 0,4238	— 0,2424	9 : 49 : 16	9 : 49 : 60,40	
0,1	0,05	— 0,4	— 0,2	1 : 5 : 4	1 : 5 : 14	
0,1021	0,0543	— 0,4083	— 0,2067	1 : 5,21 : 4	1 : 5,02 : 13,22	
0,1038	0,0572	— 0,4154	— 0,2132	1 : 5,40 : 4	1 : 5,05 : 12,62	
0,1054	0,0603	— 0,4219	— 0,2182	1 : 5,57 : 4	1 : 5,18 : 12,42	
0,1090	0,0665	— 0,4370	— 0,2318	1 : 6,00 : 4	1 : 5,52 : 12,00	
0,1054	0,0604	— 0,4216	— 0,2183	1 : 5,57 : 4	1 : 5,2 : 12,45	
0,1174	0,0785	— 0,4696	— 0,2639	1 : 7,11 : 4	1 : 6,65 : 11,76	
0,1235	0,0866	— 0,4950	— 0,2885	1 : 8,09 : 4	1 : 7,80 : 12,01	
0,1050	0,0724	— 0,4200	— 0,2276	1 : 5,53 : 4	1 : 5,16 : 11,03	
0,1071	0,0753	— 0,4286	— 0,2459	1 : 5,77 : 4	1 : 5,55 : 10,73	
0,1267	0,0904	— 0,5067	— 0,3014	1 : 8,64 : 4	1 : 8,52 : 12,22	
0,1280	0,0921	— 0,5119	— 0,3065	1 : 8,88 : 4	1 : 8,84 : 12,34	
0,1283	0,0925	— 0,5131	— 0,3077	1 : 8,94 : 4	1 : 8,92 : 12,37	
0,1286	0,0929	— 0,5143	— 0,3089	1 : 9 : 4	1 : 9 : 12,40	

$M_{e1} M_{e2} =$ Balkenmomente links und rechts der Mittelstütze.
 $M_{e3} =$ Kopfmoment der Mittelstütze.



M_{e1} M_{e2} = Balkenmomente links und rechts der Mittelstütze.

M_{e3} = Kopfmoment der Mittelstütze.

teilte Belastung in Kurven dargestellt. Die logarithmisch geteilten Abszissenachsen enthalten die Steifigkeitsverhältnisse $\frac{J_1}{J_3}$. Als Ordinaten sind die Koeffizienten der in $W \cdot h$ oder $w \cdot h^2$ ausgedrückten Momentenwerte in willkürlich gewähltem Maßstab aufgetragen.

Aus den Zahlenwerten der Tabelle und dem Verlauf der Kurven folgt:

1. Solange die Voraussetzungen 1 und 2 bestehen, ist nur eine erhebliche Änderung des Höhenverhältnisses μ imstande, einen nennens-

werten Unterschied in den Biegemomenten hervorzurufen. In Fig. 3 und 4 ist zum Beweise je eine M_{e2} -Kurve für $\mu = 6$ eingeschaltet, die durch Verschiebung der entsprechenden Kurve für $\mu = 3$ parallel zur Abszissenachse gewonnen ist (wie bei lotrechter Belastung). Zur Kontrolle ist ein Punkt der neuen Kurve durch Rechnung bestimmt.

2. Das Feldverhältnis ν ist auf die Größe von A von geringem, auf die von X von etwas größerem Einfluß. Auf den Y-Wert ist eine Änderung von ν bei beiden Belastungsarten fast ohne Wir-

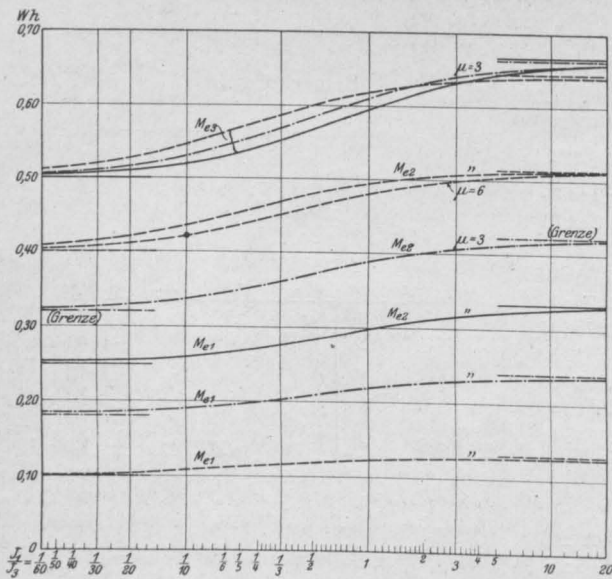


Fig. 3.
Seitenkraft „W“.

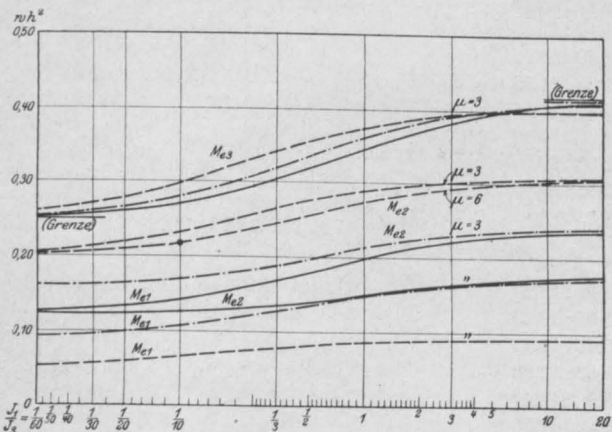


Fig. 4.
Verteilte Last „w“.

kung. Selbst bei sehr schlanken Stützen und bei Einzelbelastung in Balkenhöhe schwankt dieser Wert nur um rd. 3,5%.

3. Durch Unterschiede im Steifigkeitsverhältnis werden die Auflagerkräfte und die Momente an der Mittelstütze ebenfalls nur mäßig beeinflusst. Die Grenzen der Momentenwerte bei Einzelbelastung in Riegelhöhe liegen um 11 bis 12% vom Mittelwert entfernt, und zwar in den drei Gruppen ziemlich übereinstimmend, wie auch die Ähnlichkeit der Kurven in Fig. 3 erkennen läßt. Bei verteilter Belastung vergrößert sich dieser Abstand aber bis auf 25%, vgl. Fig. 4.

Bemerkenswert ist, daß der Lagerdruck A bei Einzelbelastung des Stabzuges in Riegelhöhe durch das Steifigkeitsverhältnis in keiner Weise,

wohl aber durch das Feldverhältnis beeinflusst wird.

Die interessante Frage, wie sich eine in Riegelhöhe angreifende Einzellast auf die drei Fußgelenke verteilt, findet ihre Beantwortung in Spalte 18 der Tabelle. Hier sind die drei Gegen drucke X, Y und H in Verhältniszahlen nebeneinander gestellt. Bei unendlich steifem Balken erfolgt die Verteilung genau im Verhältnis der Trägheitsmomente der Stützen (vgl. Spalte 7 und 18), bei sehr schwachem Balken wird mehr Last an die Seitenstützen abgegeben. Der auf die Mittelstütze entfallende Bruchteil der Seitenkraft W ist in Fig. 5 für wechselnde Steifigkeitsverhältnisse aufgetragen. Er wächst von der Hälfte bis auf etwa zwei Drittel ihrer Größe und bewegt sich zwischen diesen Grenzen auch bei verändertem Höhenverhältnis, denn die Grenzwerte bleiben von dem Wechsel dieses Verhältnisses unberührt.

Um endlich ein Urteil auch darüber zu gewinnen, ob Abweichungen von der unter 1 und 2 angenommenen Proportionalität von Bedeutung sind, sind z. B. für die Mittelwerte der ν -Gruppen in der Tabelle unter Nr. (6a) und (7a) abgeänderte Verhältnisse $J_0:J_3:J_4$ eingeschaltet. Diese Abweichungen von der Voraussetzung 1 ergeben Unterschiede von den normalen Werten bis zu 20%, also nicht unerhebliche Verschiedenheiten. Das beweist, daß sie nicht ohne weiteres außer acht gelassen werden dürfen. Die Unterschiede verschwinden selbstverständlich an den Grenzen.

Beim symmetrisch geformten Zweigelenkrahmen ist, wie vergleichsweise erwähnt sei, das Steifigkeitsverhältnis, d. h. der Biegungswiderstand des Balkens gegenüber dem der Stützen, fast ohne Einfluß auf die Größe der Auflagerkräfte. Denn eine in Höhe des Riegels angreifende Einzellast verteilt sich stets je zur Hälfte auf die Stützenfüße

$$X = \frac{1}{2} W.$$

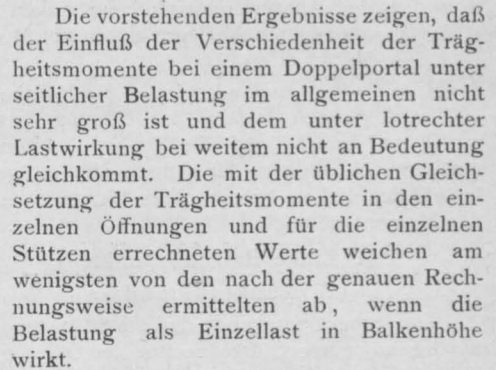
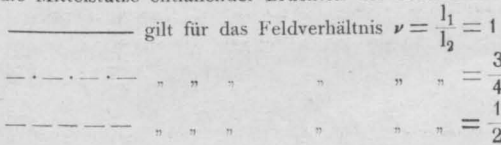
Der auf den leeseitigen Stützenfuß entfallende Anteil einer verteilten Last ergibt sich aus der Gleichung

$$X = \frac{w h}{4} \cdot \frac{5 \frac{J_r}{J_s} \cdot \frac{h}{l} + 6}{4 \frac{J_r}{J_s} \cdot \frac{h}{l} + 6},$$

die die Grenzwerte

$$\begin{aligned} \frac{J_r}{J_s} = 0 & \dots X = \frac{1}{4} w h \\ \frac{J_r}{J_s} = \infty & \dots X = \frac{5}{16} w h \end{aligned}$$

liefert, die vom Mittelwert nur um je 11% abweichen.



12*

ein Moment den Pfeiler (1) in der Richtung nach links bzw. nach rechts überschreitet. Analoge Bedeutung haben am Pfeiler (2) die Bezeichnungen: M_2^l , M_2^r , M_2^k , μ_2^l und μ_2^r .

Ferner bezeichnen wir am frei aufliegenden Balken der Öffnung 1 mit:

α_1 und β_1 den Achsendrehwinkel am linken bzw. am rechten Auflager durch ein Moment $M_1 = 1$ (Fig. 26),

α_2 und β_2 den Achsendrehwinkel am linken bzw. am rechten Auflager durch ein Moment $M_2 = 1$ (Fig. 27),

desgl. mit α_1' , β_1' und α_2' , β_2' die Drehwinkel am frei aufliegenden Balken der Öffnung 1', sowie mit α_1'' , β_1'' und α_2'' , β_2'' die Drehwinkel am frei aufliegenden Balken der Öffnung 1' infolge Belasten des linken bzw. rechten Balkenendes mit der Momenteneinheit.

1. Linke Balkenfixpunkte J.

(Fixpunkt Abstand a.)

Von früher ist bekannt, daß ein Stützenmoment an irgend einer Stütze rechts der Öffnung 1 in jeder Öffnung links dieser Stütze, also auch in der Öffnung 1 eine Momentenfläche erzeugt, deren Nullpunkt mit dem linken Fixpunkt dieser Öffnung identisch ist. Denken wir uns daher einen Schnitt unmittelbar links von Pfeiler (2) geführt, die Konstruktion rechts des Schnittes entfernt und die Konstruktion links desselben (Fig. 28) mit einem beliebigen Schnittmoment M_2^l belastet, so erhalten wir im Momentennullpunkt der Öffnung 1 den gesuchten Fixpunkt J. Der Einfachheit halber wählen wir $M_2^l = 1$; ferner beachten wir, daß Pfeiler (2) festgehalten ist, weil er zur weggedachten Konstruktion gehört, und daß wir daher in (2) ein frei drehbares Auflager anbringen müssen.

In Fig. 28 ist die Durchbiegung des Balkens skizziert, welche in den Öffnungen 1 und 1' durch die Belastung $M_2^l = 1$ bewirkt wird. Die elastische Linie geht einerseits durch die Auflagerpunkte, weil in denselben die Durchbiegung Null sein muß, und andererseits sind ihre Wendepunkte W und W' nach Obigem identisch mit den linken Fixpunkten J und J'. Den gesuchten Abstand a leiten wir jetzt aus der selbstverständlichen Bedingung ab, daß die Biegelinie der Öffnung 1 und die Biegelinie der Öffnung 1' in (1) gemeinsame Stützantangente haben; führen wir in der Folge eine Rechtsdrehung der Balkenachse als positiv ein, so ist daher nach Fig. 28

$$\vartheta_1 = \vartheta_1' \dots \dots \dots (82)$$

Um die Drehung ϑ_1 auszudrücken, betrachten wir (Fig. 29) die Momentenfläche der Öffnung 1 infolge $M_2^l = 1$. Die Schlußlinie derselben erhalten wir einfach dadurch, daß wir $M_2^l = 1$ als Strecke auftragen und den Endpunkt dieser

Fig. 25

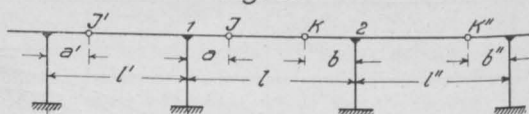


Fig. 26

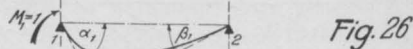


Fig. 27

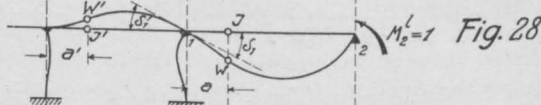
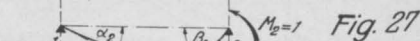


Fig. 29

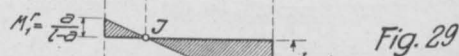


Fig. 30



Fig. 31

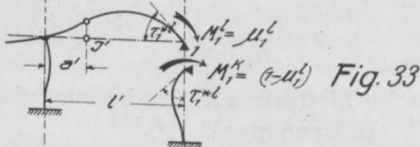


Fig. 34

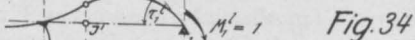


Fig. 35

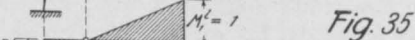


Fig. 36

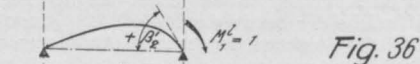
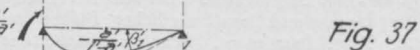


Fig. 37



Strecke mit J verbinden; danach beträgt das Stützenmoment unmittelbar rechts von (1)

$$M_1^r = \frac{a}{1-a} \dots \dots \dots (83)$$

Nachdem wir die beiden Stützenmomente der Öffnung 1 kennen, erhalten wir die elastische Linie der Öffnung 1 als Biegelinie des einfachen Balkens, der an seinen Endquerschnitten mit den Stützenmomenten $M_1^r = \frac{a}{1-a}$ und $M_2^l = 1$ belastet ist.

Mit den oben eingeführten Bezeichnungen ergibt sich jetzt am linken Auflager des einfachen Balkens 1:

$$\begin{aligned} \text{a) durch } M_1^r &= \frac{a}{1-a} \text{ eine negative Drehung} \\ &= \frac{a}{1-a} \cdot \alpha_1 \text{ (Fig. 30),} \end{aligned}$$

$$\text{b) durch } M_2^l = 1 \text{ eine positive Drehung} = \alpha_2 \text{ (Fig. 31).}$$

Die Summe beider Drehungen muß gleich δ_1 sein, d. h.

$$\delta_1 = \alpha_2 - \frac{a}{1-a} \cdot \alpha_1 \dots \dots \dots (84)$$

Mit Rücksicht auf Gl. (82) ist dann

$$\delta_1' = \alpha_2 - \frac{a}{1-a} \cdot \alpha_1 \dots \dots \dots (85)$$

Führen wir (Fig. 32) einen Schnitt unmittelbar rechts des Pfeilers (1), entfernen Träger 1 und belasten die beibehaltene Konstruktion links des Schnittes mit dem rechtsdrehenden Schnittmoment $M_1^r = 1$, so sei τ_1^s die dadurch bewirkte Drehung der festen Ecke (1) unmittelbar links des Pfeilers (1), also die gemeinsame Rechtsdrehung des Pfeilers (1) und des Trägers 1'. Die Rechtsdrehung δ_1' erhalten wir nun, wenn wir als Belastung an Stelle von $M_1^r = 1$ das wirklich vorhandene Moment der Gl. (83) $M_1^r = \frac{a}{1-a}$ einführen; es folgt dann

$$\delta_1' = \frac{a}{1-a} \cdot \tau_1^s \dots \dots \dots (86)$$

Durch Gleichsetzen der Gl. (85) und (86) folgt jetzt die

Hauptformel

$$a = 1 \cdot \frac{\alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2 + \tau_1^s} \dots \dots \dots (87)$$

Die hierin vorkommende, in Fig. 32 skizzierte gemeinsame Rechtsdrehung τ_1^s des Pfeilers (1) und des Trägers 1' im Punkte (1) infolge der Momenteneinheit ermitteln wir wie folgt:

Wir führen (Fig. 33) einen Schnitt unmittelbar links von (1) und belasten das jetzt freie, wegen der vorausgesetzten vertikalen Unverschiebbarkeit

einfach gestützte rechte Balkenende der Öffnung 1' mit dem Stützenmoment

$$M_1^l = \mu_1^l \dots \dots \dots (88)$$

ferner belasten wir den jetzt freien, wegen der vorausgesetzten horizontalen Unverschiebbarkeit einfach gestützten Kopf des Pfeilers (1) mit dem Pfeilerkopfmoment

$$M_1^k = M_1^r - M_1^l = (1 - \mu_1^l) \dots \dots \dots (89)$$

In die beiden letztgenannten Momente M_1^l und M_1^k zerfällt nämlich das Stützenmoment $M_1^r = 1$ beim Überschreiten des Pfeilers (1) nach links. Der durch die Belastung $M_1^l = \mu_1^l$ am Balken 1' entstehende Drehwinkel τ_1^l beträgt

$$\tau_1^l = \mu_1^l \cdot \tau_1^l \dots \dots \dots (90)$$

worin τ_1^l derjenige Drehwinkel ist, welcher unmittelbar links des frei aufliegenden Balkenendes (1) durch Belasten der Konstruktion links von (1) mit dem Moment $M_1^l = 1$ entsteht (Fig. 34); desgl. beträgt der durch die Belastung $M_1^k = (1 - \mu_1^l)$ am einfach gestützten Pfeilerkopf (Fig. 33) hervorgerufene Drehwinkel τ_1^k

$$\tau_1^k = (1 - \mu_1^l) \cdot \tau_1^k \dots \dots \dots (91)$$

worin τ_1^k derjenige Drehwinkel ist, welcher durch $M_1^k = 1$ erzeugt wird. Durch Gleichsetzen der Gl. (90) und (91) (da die Tangenten an die elastische Linie des Trägers 1' und des Pfeilers (1) im Punkte (1) sowohl vor wie nach der Drehung senkrecht aufeinander stehen, sind die beiden Winkel τ_1^l am Träger und am Pfeiler einander gleich) erhalten wir jetzt:

$$\mu_1^l = \frac{\tau_1^k}{\tau_1^k + \tau_1^l} \dots \dots \dots (92)$$

Diesen Wert in Gl. (90) eingesetzt gibt

$$\tau_1^l = \mu_1^l \cdot \tau_1^l = \frac{\tau_1^k \cdot \tau_1^l}{\tau_1^k + \tau_1^l} \dots \dots \dots (93)$$

worin τ_1^k nach den Formeln (41), (42), (49), (50), (52), (53), (56) oder (57) bestimmt und τ_1^l wie folgt ermittelt wird:

Wir konstruieren die Momentenfläche (Fig. 34 und 35) am Träger 1' infolge $M_1^l = 1$; die Schlußlinie derselben, welche durch die Strecke $M_1^l = 1$ sowie den Fixpunkt J' bestimmt ist, schneidet auf

der linken Auflagervertikalen das Stützenmoment $\frac{a'}{l'-a'}$ ab. Belasten wir jetzt den einfachen Balken l' auf 2 Stützen mit den beiden Stützenmomenten (1) und $\left(\frac{a'}{l'-a'}\right)$, so erhalten wir nach den Fig. 34, 36 und 37 den Winkel τ_1^1 zu

$$\tau_1^1 = \beta_2' - \frac{a'}{l'-a'} \cdot \beta_1' \quad \dots \quad (94)$$

Zur vollständigen Bestimmung des gesuchten Fixpunktabstandes a bleiben jetzt noch die Winkel α und β der Gl. (87) und (94) zu ermitteln.

Bestimmung von α_1 und β_1 .

Wir teilen die Momentenfläche des mit dem linken Stützenmoment $M_1 = 1$ belasteten einfachen Balkens l (Fig. 38) in lotrechte Streifen mit der Breite Δs und dem Abstände z von der rechten Stütze; der Inhalt ΔF einer

$\frac{1}{E \cdot T}$ fachen (reduzierten) Streifenfläche beträgt

$$\Delta F = \frac{\Delta s \cdot z}{1 \cdot E \cdot T} = \frac{w \cdot z}{1 \cdot E} \quad \dots \quad (95)$$

worin $w = \frac{\Delta s}{T}$.

Nach dem früheren Satz IV ist dann α_1 gleich dem Auflagerdruck V_1 , und β_1 gleich dem Auflagerdruck V_2 des mit den Kräften ΔF belasteten Trägers l, d. h.

$$\alpha_1 = V_1 = \sum_0^1 \frac{\Delta F \cdot z}{1} = \frac{1}{E \cdot l^2} \cdot \sum_0^1 w \cdot z^2 \quad \dots \quad (96)$$

Analog folgt

$$\beta_1 = V_2 = \sum_0^1 \frac{\Delta F \cdot (l-z)}{1} = \frac{1}{E \cdot l} \cdot \sum_0^1 w \cdot z - \frac{1}{E \cdot l^2} \cdot \sum_0^1 w \cdot z^2 \quad \dots \quad (97)$$

Bestimmung von α_2 und β_2 .

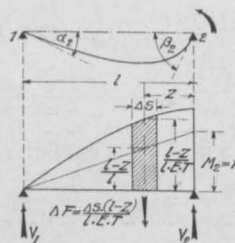
Ähnlich wie vor erhält man die Winkel α_2 und β_2 aus der Belastung des einfachen Balkens l (Fig. 39) mit der $\frac{1}{E \cdot T}$ fachen (reduzierten) Momentenfläche infolge $M_2 = 1$ am rechten Auflager:

$$\alpha_2 = V_1 = \sum_0^1 \frac{\Delta F \cdot z}{1} = \sum_0^1 \frac{\Delta s (1-z) z}{l^2 \cdot E \cdot T} = \frac{1}{E \cdot l} \cdot \sum_0^1 w \cdot z - \frac{1}{E \cdot l^2} \cdot \sum_0^1 w \cdot z^2 \quad \dots \quad (98)$$

Analog ergibt sich

$$\beta_2 = V_2 = \sum_0^1 \frac{\Delta F \cdot (1-z)}{1} = \frac{1}{E} \cdot \sum_0^1 w - \frac{2}{E \cdot l} \cdot \sum_0^1 w \cdot z + \frac{1}{E \cdot l^2} \cdot \sum_0^1 w \cdot z^2 \quad \dots \quad (99)$$

Fig. 39



Ist der Balken l symmetrisch in bezug auf Balkenmitte, so ist

$$\alpha_1 = \beta_2 \quad \dots \quad (100)$$

ferner geht aus dem Vergleich der Gl. (97) und (98) hervor (wie übrigens auch ohne weiteres aus dem Satze von der Gegenseitigkeit der Formänderungen), daß stets besteht

$$\alpha_2 = \beta_1 \quad \dots \quad (101)$$

Nachdem wir die Winkel α und β ermittelt haben, setzen wir die Werte der Gl. (96) u. (98) in die Hauptformel (87) ein und erhalten:

Hauptformel

$$a = \frac{1 \cdot \sum_0^1 w \cdot z - \sum_0^1 w \cdot z^2}{\sum_0^1 w \cdot z + 1 \cdot E \cdot \tau_1^1} \quad \dots \quad (102)$$

Mit Hilfe der Hauptformel (102) läßt sich am kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment der Abstand a eines beliebigen Fixpunktes J aus dem bekannten Abstand a' des benachbarten linken Fixpunktes J' berechnen, wobei wir in der ersten Öffnung links beginnen.

Ist der Balken an seinem linken Ende fest eingespannt, so ist in Gl. (102) $r_1^s = 0$ zu setzen.

Besitzt der Balken an seinem linken Ende eine elastisch drehbare Stütze (Pfeiler), so ist in Gl. (102) $r_1^s = r_1^k$ zu setzen.

Liegt der Balken an der Stütze vor der Öffnung, in welcher ein Fixpunkt J gesucht wird, frei auf, so ist in Gl. (102) $r_1^s = r_1^l$ zu setzen, wo r_1^l folgende Werte haben kann:

Der Träger der Öffnung l' ist unsymmetrisch zu seiner Mitte:

Den Wert r_1^l bestimmen wir nach Gl. (94), indem wir in letztere die Werte β_1^l und β_2^l der Gl. (97) u. (99) einsetzen, und erhalten:

$$r_1^l = \frac{l' \cdot (l' - a') \cdot \sum_0^{l'} w \cdot (2 \cdot l' - a') \cdot \sum_0^{l'} w \cdot z + \sum_0^{l'} w \cdot z^2}{E \cdot l' \cdot (l' - a')} \quad (107)$$

Der Träger der Öffnung l' ist symmetrisch zu seiner Mitte:

Dann ist nach Gl. (100) $\beta_2^l = \alpha_1^l$; setzen wir den Wert von β_2^l aus Gl. (96) und den Wert von β_1^l aus Gl. (97) in Gl. (94) ein, so folgt:

$$r_1^l = \frac{\sum_0^{l'} w \cdot z^2 - a' \cdot \sum_0^{l'} w \cdot z}{E \cdot l' \cdot (l' - a')} \quad (108)$$

2. Rechte Balkenfixpunkte K. (Fixpunkt Abstand b.)

Zur Bestimmung des Fixpunkt Abstandes b denken wir uns an dem in Fig. 25 dargestellten Träger einen Schnitt unmittelbar rechts von (1) geführt und die Konstruktion rechts des Schnittes mit dem Schnittmoment $M_1^r = 1$ belastet (Fig. 40); die Zweige der elastischen Linie in den Öffnungen l und l'' haben in (2) gemeinsame Tangente, so daß

$$\delta_2 = \delta_2'' \quad (109)$$

Wiederholen wir jetzt dieselben Überlegungen wie zur Bestimmung von a , so erhalten wir aus Gl. (109) die

Hauptformel

$$b = l \cdot \frac{\beta_1}{\beta_1 + \beta_2 + r_2^{*r}}, \quad (110)$$

worin

$$r_2^{*r} = \mu_2^r \cdot r_2^r = \frac{r_2^k \cdot r_2^r}{r_2^k + r_2^r} \quad (111)$$

Der in Gl. (111) vorkommende Verkleinerungskoeffizient μ_2^r beim Überschreiten der Stütze (2) durch ein Moment nach rechts beträgt:

$$\mu_2^r = \frac{r_2^k}{r_2^k + r_2^r} \quad (112)$$

Fig. 40



Fig. 41

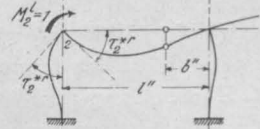
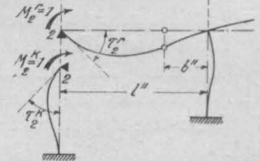


Fig. 41a



In den Gl. (110) bis (112) bedeutet:

- r_2^{*r} die gemeinsame Drehung des Pfeilers (2) und des Trägers l'' in Punkt (2) durch Belasten der Konstruktion rechts von (2) mit einem Moment $M_2^l = 1$ nach Entfernen des Trägers l (Fig. 41),
- r_2^k die Drehung des Kopfes von Pfeiler (2) durch ein Pfeilerkopfmoment $M_2^k = 1$ (Fig. 41a), und
- r_2^r die Drehung in (2) des Balkens rechts von (2) durch ein Moment $M_2^r = 1$ (Fig. 41a).

Der Drehwinkel r_2^k wird je nach dem Fall aus den Formeln (41, 42, 49, 50, 52, 53, 56 oder 57) ermittelt; r_2^r folgt analog wie r_1^l (siehe Gl. [94]) zu:

$$r_2^r = \alpha_1'' - \frac{b''}{l'' - b''} \cdot \alpha_2'' \quad (113)$$

Mit den Werten von β_1 aus Formel (97) und β_2 aus Formel (99) geht die allgemeine Hauptformel (110) in die

Hauptformel

$$b = \frac{l \cdot \sum_0^l w \cdot z - \sum_0^l w \cdot z^2}{l \cdot \sum_0^l w - \sum_0^l w \cdot z + l \cdot E \cdot r_2^{*r}} \quad (114)$$

über, mittels welcher wir am kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment den Abstand b eines beliebigen Fixpunktes K aus dem bekannten Abstand b'' des benachbarten rechten Fixpunktes K'' berechnen, wobei wir in der letzten Öffnung rechts beginnen.

Ist der Balken an seinem rechten Ende fest eingespannt, so ist in Gl. (114) $r_2^{*r} = 0$ zu setzen.

Besitzt der Balken an seinem rechten Ende eine elastisch drehbare Stütze (Pfeiler), so ist in Gl. (114) $r_2^{*r} = r_2^k$ zu setzen.

Liegt der Balken an der Stütze vor der Öffnung, in welcher ein Fixpunkt K gesucht wird, frei

auf, so ist in Gl. (114) $r_2^{*r} = r_2^r$ zu setzen; den Wert r_2^r bestimmen wir nach Gl. (113), indem wir in letztere α_1'' aus Gl. (96) und α_2'' aus Gl. (98) einsetzen; wir erhalten dann sowohl für den symmetrischen wie unsymmetrischen Träger:

$$r_2^r = \frac{\sum_0^{l''} w \cdot z^2 - b'' \cdot \sum_0^{l''} w \cdot z}{E \cdot I'' \cdot (l'' - b'')} \quad (119)$$

(Fortsetzung Mai-Heft S. 113.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Mörtelbereitung bei den Römern. Von H. Jacer. Kurze Besprechung nach den in der lateinischen Literatur darüber vorhandenen Angaben. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 56.

Mörtel aus Karbidschlamm. Von Dr. Eppstein. Verfasser tritt für diese Verwendung ein. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 60. — s. L. 1916. Heft 5, I. 1.

2. Prüfung und Untersuchung.

Versuche über die Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton. Durchgeführt im Prüfungsamt der Universität Wisconsin von O. Withey, besprochen von Regierungsbaumeister Amos, Hohendölzchen. Die Versuchsanordnungen und ihre Ergebnisse werden ausführlich mit Abbildungen mitgeteilt. Beton und Eisen 1916. VII/VIII.

Bericht in Sachen der Erzeugung und Verwendung eines hochwertigen Portlandzementes. Erstattet dem Eisenbetonausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins von Ingenieur Theodor Pierus, Zentraldirektor der Perlmooser Zementfabriks-Aktien-Gesellschaft. Der Bericht befaßt sich hauptsächlich mit einem Vortrage des Ingenieurs M. Spindel über die gleiche Sache. — s. L. 1915. Heft 11, I 2. Verfasser weist insbesondere nach, daß seit Einführung der Drehöfen die meisten Zemente zu den hochwertigen gezählt werden können. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916. Heft 13.

Wertigkeitsdiagramme für Portland- und Hochofen-Zement. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Armierter Beton Heft 5, 1916.

Schwefelsaure Salze im Zement. Von Dr. Alfred Hildebrandt. Verfasser weist auf die Unterschiede hin, die sich bei der Analyse von

geglühtem und ungeglühtem Zement an Gehalt von schwefelsauren Salzen ergeben. Tonindustrie-Ztg. 1916, Nr. 49. — s. L. 1915. Heft 12; 1916. Heft 2, I 2.

3. Wirtschaftliches.

Unverpackter Zement. Von L. Hermes. Nachdem die gerade während des Krieges aber auch sonst wirtschaftlich wichtige Frage des Ersatzes der Zementsäcke erörtert worden ist, wird an Bildern gezeigt, wie in Amerika der Versand losen, unverpackten Zementes gelöst worden ist. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 52.

Ein System rationeller Eisenwirtschaft. Von Paul Frei, Zivilingenieur für das Bauwesen und Baumeister, Brünn. Um die Schwierigkeit der Eisenlieferung, die bei größeren Eisenbetonbauten zur Stapelung großer Bestände von Lagereisen führt, zu verringern, tritt Verfasser dafür ein, für die Bewehrung sich auf Normalkaliber zu beschränken, also nicht die vielen und verschieden großen Rundeisenquerschnitte zu verwenden und die Abfallstücke durch Schweißverfahren nutzbar zu machen. Beton und Eisen 1916. Heft VII/VIII.

Tätigkeit des Deutschen Betonvereins im Jahre 1915. Ein Auszug aus dem Jahresbericht des Vorstandes über das Vereinsjahr 1915. Zeitschrift für Betonbau 1916. Heft 4. — s. L. 1916. Heft 4 und 5, I 3.

II. Theorie.

Zur Theorie des statisch unbestimmten Fachwerks. Von Professor Otto Mohr in Dresden. Die Darlegungen geben eine Übersicht über den Inhalt und die Entwicklung der Theorie des statisch unbestimmten Fachwerks. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 42.

Zur Auflösung mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen, Von Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. H. Müller-Breslau, Professor an der Technischen Hochschule in Berlin. Verfasser berichtet

kurz über die zweckmäßige, einfache Aufstellung eines übersichtlichen Rechnungsansatzes für die Auflösung derartiger Gleichungen, den er an mehreren Beispielen durchführt. Der Eisenbau 1916. Nr. 5.

Beitrag zur Theorie der Knickfestigkeit des geraden Stabes mit zwei Feldern. Von G. Kapsch. Eine umfangreiche theoretische Abhandlung. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1916. Heft 20.

Knickfestigkeit bei elastischer Querstützung. Von Diplomingenieur G. Unold in Chemnitz. Theoretische Abhandlung zur Bestimmung der Knickfestigkeit des geraden, an beliebiger Stelle elastisch gestützten Stabes mit unveränderlichem Trägheitsmoment. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 30.

Berechnung der teilweisen Einspannung. Von Prof. Hager, München. Es wird die genaue Berechnung der Einspannungsmomente von Eisenbetonplatten, welche einerseits oder beiderseits in Eisenbetonrippen eingespannt sind, Ausbildungsweisen, die gerade im Eisenbetonbau sehr häufig vorkommen, zunächst ausführlich theoretisch und dann in ihrer Anwendung am Zahlenbeispiel vorgeführt. Zeitschrift für Betonbau 1916. Heft 4.

Zur Statik der Gewölbe. Von Dr.-Ing. Anton Rytir, k. k. Hofrat i. R. Die Lage und Größe des Horizontalschubes der Gewölbe — wobei die homogenen Gewölbe aus Stampf- oder Eisenbeton ausgeschlossen sind — wird mit einer für die Praxis genügenden Annäherung ermittelt und die Stützlinie darnach konstruiert. Zahlenbeispiel. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1916. Heft 18.

Erddruck auf Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Biebrich. Es wird insbesondere die falsche Ansicht widerlegt, daß man den Erddruck für Winkelstützmauern wie für Stützmauern mit vollem Querschnitt berechnen könne. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 28.

Berechnung eines rechteckigen Eisenbetonreservoirs auf elastischer Unterlage. Von S. Kasarnowsky, Dipl.-Ing. E. T. K., Zürich. Die Rechnung wird allgemein mitgeteilt und ihr Gang an zwei Zahlenbeispielen erläutert. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 67. Nr. 11.

Wasserdruck auf kreiszylindrische Wände der Staumauern und Wehre. Von Ingenieur Ladislav Prasil, b. a. Zivilingenieur in Prag. Es wird die Ableitung einer einfachen Formel für Wasserdruck auf kreiszylindrische Flächen mit wagerechter Achse mitgeteilt und mit den Ergebnissen anderer Autoren am Zahlenbeispiel verglichen. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1916. Heft 15.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Berücksichtigung der Schale bei umschnürten Eisenbetonsäulen. Von Dr. M. R. v. Thullie, Lemberg. Verfasser bespricht die verschiedenen Versuche zur Klärung dieser Frage und die darnach aufgestellten Formeln und tritt für Nichtberücksichtigung der Schale ein, wie es auch der Deutsche Verein für Eisenbeton in seinen neuen Bestimmungen getan hat. Zeitschrift für Eisenbeton 1916. Heft 5.

Zur Abwehr. Eine Fortsetzung der Polemik zwischen Prof. Saliger und F. v. Emperger über die Säulenversuche von Saliger. Zeitschrift für Betonbau 1916. Heft 5. — s. L. 1915. Heft 12, III.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Genehmigung der neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton in Preußen. Der Erlaß des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten wird abgedruckt. Zeitschrift für Betonbau 1916. Heft 4.

Die neuen preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Von Oberingenieur C. Kersten, Dresden. Ausführliche kritische Besprechung der neuen Bestimmungen, die gleichzeitig mit der neuen schweizerischen Verordnung verglichen werden. Zeitschrift d. V. d. I. 1916. Nr. 17 u. 22. — s. L. 1916. Heft 2, 3, 4 u. 5. IV.

Die deutschen Vorschriften für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. Von F. Schüle, Zürich. Kritische Besprechung der neuen „Deutschen Vorschriften von 1915“, von denen im Wortlaut die wichtigeren Bestimmungen abgedruckt werden. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 61. Nr. 17.

Neue schweizerische Eisenbeton-Vorschriften für dem Verkehr dienende Bauten. Die wichtigsten Punkte dieser neuen Vorschriften werden angegeben und mit unseren neuen deutschen Bestimmungen verglichen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen Nr. 9 u. 10. — s. L. 1916. Heft 2 u. 5. IV.

Eine Entscheidung des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten über die Behandlung von Konstruktionen aus umschnürtem Gußeisen. Nach dieser Entscheidung, die abgedruckt wird, dürfen die Eisenbetonvorschriften auf die von Dr. F. v. Emperger in Wien empfohlene Bauart mit umschnürtem Gußeisen keine Anwendung finden. Der Brückenbau 1916. Heft 8. — s. L. 1916. Heft 5. IV.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Neues über Beton und Eisenbeton. Von Professor Dr. P. Rohland in Stuttgart. Verfasser

bespricht hauptsächlich die Verwertung von Abfallstoffen, besonders der verschiedensten Schlackenarten, für die Verwendung im Beton- und Eisenbetonbau, erörtert die dabei auftretenden chemischen Verhältnisse und die mit diesen Abfallstoffen bei Betonbauten gemachten Erfahrungen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1916. Nr. 7.

2. Ausführungen im Hochbau.

Städtisches Schwimmbad, Luft- und Sonnenbad in Karlsruhe i. B. Architekt: Stadtbaurat Beichel in Karlsruhe i. B. Beschreibung einer großen ungedeckten Schwimmbadeanstalt. Über die Ausbildung des Schwimmbeckens in Eisenbeton und dessen Berechnung werden genaue Erläuterungen gegeben. Mit Abbildungen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1916. Nr. 10.

Neue städtische Badeanstalten. Es werden eine Anzahl der neuesten Badeanstalten in deutschen Städten mit vielen Abbildungen sowohl in architektonischer Hinsicht als auch nach ihrer baulichen Ausbildung sehr ausführlich beschrieben. Daneben finden sich Angaben über die Verwendung des Eisenbetons hierbei, dessen statische Berechnung und konstruktive Einzelheiten dann mitgeteilt werden. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 37, 39, 41 und 43.

Stallbauten aus Eisenbeton beim Neubau des Vieh- und Schlachthofes zu Dresden im Jahre 1907. Von Ingenieur Wilhelm Iwand, z. Z. Sprottau. Mit vielen Abbildungen wird die Ausbildung der umfangreichen Stall- und Markthallenbauten aus Eisenbeton beschrieben. Beton und Eisen 1916. Heft VII/VIII.

Erzbunker des Röhrenwalzwerkes Albert Hahn, Österr. Oderberg. Von Th. Burckhardt, Ingenieur d. Fa. Ed. Züblin & Co., Straßburg i. E. Armierter Beton Heft 5. 1916.

Behälter - Auslaufversuche und neuzeitliche Bauweisen von Verschlüssen für körnige und stückige Massengüter. Von Prof. M. Buhle in Dresden. Es werden alle für die Stapelung von Massengütern in Silos wichtigen Fragen für die Füllung und Entleerung mit vielen Abbildungen sehr eingehend besprochen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1916. Nr. 8, 10 und 11.

Schallübertragung durch Zwischendecken. Von M. Neuhaus. Es werden die Vorschläge mitgeteilt, welche die Versuche zur Bekämpfung der Weiterleitung des Schalles ergeben haben, die von der Firma Siemens u. Halske anlässlich des Baues der Hoch- und Untergrundbahn ausgeführt wurden. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 59.

Die Befestigung von Transmissionen usw. in Betonbauten. Mit vielen Abbildungen wird die verschiedenartige Verwendbarkeit der „D. K. G.-Ankerschienen“ gezeigt, welche die

Deutsche Kahneisen-Gesellschaft liefert. Beton und Eisen 1916. Heft VII/VIII.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die St. Jakobsbrücke über den Laibachfluß in Laibach (Rainbrücke). Von Ingenieur A. Kral, k. k. Bauadjunkt der Landesregulierung in Laibach. Die Überbrückung von 25,5 m Lichtweite erfolgte mit Rücksicht auf die durch Erdbeben möglichen Erschütterungen und den ungünstigen Baugrund durch eine Eisenbetonbrücke nach dem System des steifen Rahmens, bei dem ein leichter Plattenbalkenträger von 12 m Spannweite mittels eines festen und eines beweglichen Auflagers auf zwei je 6,75 m von den Widerlagern auskragenden Konsolen ruht. Die statische Berechnung, die Bauausführung und Einzelheiten der Ausbildung werden mitgeteilt. Mit Abbildungen. Wochenschrift für den öffentlichen Bau-dienst 1916. Heft 19.

Die Waldeckbrücke bei Burgdorf. Von Ingenieur M. Schnyder, Burgdorf. Die Brücke wurde in Eisenbeton als Zweigelenrahmen mit zwei auskragenden Enden mit einer Lichtweite von 40 m ausgebildet. Einzelheiten der Ausbildung, der Ausführung und der statischen Berechnung werden mitgeteilt. Mit Abbildungen. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 67 Nr. 9.

Zweigeschossiger Eisenbeton-Viadukt in Kansas City, Missouri. Mit Abbildungen wird der 700 m lange und bis zu 36,5 m hohe Viadukt über das Tal des Kansas River beschrieben, dessen Gesamtkosten 2,6 Millionen Mark betragen. Einzelheiten der Ausbildung, der Berechnung und der Bauausführung werden mitgeteilt. Deutsche Bauzeitung 1916. Nr. 10.

Pont Butin und Genfer Verbindungsbahn. Der Aufsatz beschäftigt sich mit den Einwüfen wirtschaftlicher Art, die gegen die zur Ausführung bestimmte Planung noch in letzter Stunde erhoben worden sind. Mit Abbildungen. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 67. Nr. 15. — s. L. 1915. Heft 6, V 3.

Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisenbeton. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Auszug aus einem Vortrage des Oberbaurats Dr. F. v. Emperger auf dem International Engineering Congress in San Francisco 1915. Mit vielen Abbildungen. Der Brückenbau 1915 Heft 9. — s. L. 1916, Heft 5. V 3.

Schutz eiserner Brücken gegen die Lokomotivrauchgase. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Diedenhofen. Der Schutz durch Ölfarbenanstrich oder durch Umhüllung mit genügend fettem Beton wird mit Abbildungen besprochen. Der Brückenbau 1916. Heft 8.

Die Brücken im Kriege. Von G. Böheim, Saarbrücken. Es wird auf die Verstärkungs- und Ausbesserungsarbeiten und auf die Neuherstellung von Brücken, welche der Krieg erfordert, hinge-

wiesen und hieraus die Nutzanwendung gezogen, daß wegen der hierbei auftretenden Vorteile eiserner Brücken diese in Zukunft in stärkerem Maße als Stein- oder Betonbrücken hergestellt werden. Der Eisenbau 1916. Nr. 5.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Talsperre bei Malter in Sachsen. Von Baurat Sorger in Dresden. Entwurf und Ausführung der 193 m langen und 34,5 m hohen Mauer werden beschrieben; mit Abbildungen Angaben über Einzelheiten der Ausbildung mitgeteilt. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 32.

Die Schleusen des Panama-Kanals. Die ausführliche Beschreibung bringt neben dem maschinellen Teil auch Mitteilungen über die Herstellung der gewaltigen Betonmauern, deren Ausbildung und Bauausführung mit Abbildungen eingehend dargestellt wird. Schweizerische Bauzeitung Bd. 67. 1916. Nr. 10 u. 11.

Befestigung an sandigen Seeküsten. Von A. v. Horn, Wasserbauinspektor a. D. Die zweckmäßigste Ausbildung solcher Strandmauern aus Beton oder Eisenbeton wird mit Abbildungen eingehend besprochen. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1916. Heft 20.

Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Papelera Espanola am Gaudara in Spanien. Von Otto Mohr, Madrid und Gg. von Troeltsch, Heidenheim a. B. Der bautechnische Teil der Beschreibung bringt mit vielen Abbildungen Angaben über die Gesamtanlage und über die Einzelheiten der einzelnen Bauwerke aus Beton und Eisenbeton, wie Kanalbauten, Oberwasserkanal, Wasserschloß, Druckleitung und Krafthaus. Zeitschrift d. V. d. I. 1916. Nr. 19.

Das Kraftwerk an den Porjusfällen nach Angaben der Königl. Wasserfalldirektion in Stockholm. Neben der Beschreibung der maschinentechnischen Einrichtung finden sich viele Angaben über die bautechnische Lösung und Ausbildung dieses großen, interessanten Wasserkraftwerkes, bei dem der Maschinensaal mit den Turbinen und dementsprechend auch die erforderlichen vielen Wasserkanäle aus klimatischen Verhältnissen in den Berg hinein verlegt werden mußten. Viele Abbildungen. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 67. Nr. 5 und 6.

Das neue Flußbau-Laboratorium der Technischen Hochschule in Dresden. Von

Prof. Dr.-Ing. Hubert Engels in Dresden. Die ausführliche Beschreibung enthält Angaben über die im Laboratorium ausgeführten Beton- und Eisenbetonbauten. Mit vielen Abbildungen. Zeitschrift des V. d. I. 1916. Nr. 7—9. — Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 31.

Eiserne Spundwände. Von Baurat F. Lang in Hamburg. Bei der Erörterung zur Frage über die Wiederverwendbarkeit eiserner Spundwände wird vom Verfasser besonders die Hängeblech-Spundwand der Maschinenfabrik Buckau bei Magdeburg besprochen. Mit Abbildungen. Der Brückenbau 1916. Heft 8. — s. L. 1916. Heft 3, V 4.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Die Korrektur der Pierre-Pertins-Straße. Die Bauarbeiten, bei denen auch eine Anzahl größerer Bauwerke, z. B. Lehnenviadukte mit ausgeführt wurden, werden mit Abbildungen beschrieben. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 67, Nr. 17.

Die Erfahrungen im Lehnbau an der Südrampe der Lötschbergbahn. Von Oberingenieur C. Andreae, Naters. Nachdem zunächst allgemein die Schwierigkeiten des Lehnbaues erörtert worden sind, werden ganz ausführlich die bei der Lötschbergbahn im Lehnbau erforderlichen sehr umfangreichen Arbeiten und Bauwerke und die dabei gemachten Erfahrungen besprochen. Mit vielen Abbildungen. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 67. Nr. 19.

Der Straßenbahn-Tunnel „Unter den Linden“ in Berlin. Das sehr interessante Bauwerk wird nach Geschichte, Ausführung und Planung mit vielen Einzelheiten und vielen Abbildungen ausführlich beschrieben. Deutsche Bauzeitung Nr. 30, 31 und 33.

Tunnel-Betoniermaschine. Mit Abbildungen wird eine in Amerika verwendete Betoniermaschine, die für Tunnelbauten sich bewährt hat, beschrieben. Schweizerische Bauzeitung 1916, Bd. 67, Nr. 8.

VI. Allgemeine Fragen.

Zum 25jährigen Dienstjubiläum des Direktors der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin Dr.-Ing. E. h. Mathias Koenen. Von M. Foerster, Armierter Beton, Heft 5, 1916.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Muß bei einem Schadensersatzanspruch wegen Benutzung von Geschäftsgeheimnissen der Konkurrenz der entstandene Schaden genau beziffert werden.

Urteil des Reichsgerichts vom 26. November 1915.

Durch rechtskräftig gewordenes Urteil des Landgerichts Berlin I ist die X.-Gesellschaft in B. verurteilt

worden, der Z...Aktiengesellschaft den in einem besonderen Verfahren zu ermittelnden Schaden zu ersetzen, welcher der klagenden X.-Gesellschaft dadurch erwachsen ist und noch erwächst, daß die Beklagte Geschäfts- und Betriebsgeheimnisse der Klägerin zu Zwecken des Wettbewerbs unbefugt verwertet hat, und zwar Geheimnisse, welche ihr dadurch bekannt geworden waren, daß Angestellte der Klägerin ihr diese ihnen vermöge des Dienst-

verhältnisses zugänglich gewordenen Geschäfts- und Betriebsgeheimnisse mitgeteilt haben. Auf Grund dieses Urteils verlangte die Klägerin mit der gegenwärtigen Klage die Verurteilung der Beklagten als Gesamtschuldner zur Zahlung des von ihr auf 156 886 M. bezifferten Schadens. Das Landgericht I Berlin sprach der Klägerin nur 1000 M., das Kammergericht Berlin noch weitere 9000 M. zu, machte die Verurteilung der Beklagten aber von einem der Klägerin auferlegten Eide abhängig, daß der erwachsene Schaden sich auf mindestens 10 000 M. belaufe. Hiergegen legte die Beklagte Revision beim Reichsgericht ein, die indessen vom 2. Zivilsenat des höchsten Gerichtshofes als unbegründet zurückgewiesen wurde. Aus den Gründen des Reichsgerichts:

Das Berufungsgericht berücksichtigt, daß die Klägerin keinen einzigen bestimmten Fall bezeichnet hat, in dem ihr durch die Tätigkeit der Beklagten ein Geschäft entgangen ist. Die Revision zieht daraus und aus dem Umstande, daß die Klägerin vom Gericht zur Angabe einzelner Schadensfälle aufgefordert war, die Folgerung, daß es der Klägerin unmöglich gewesen sei, Angaben über einen bestimmten Schadensfall zu machen. Die Klägerin selbst hat übrigens schon in der Berufungsinstanz zugegeben, daß sie dazu nicht in der Lage sei, weil sich solche Schadensfälle der Kenntnis der Geschädigten entzogen. Trotzdem blieb es möglich, daß der Klägerin ein Schaden durch das Verhalten der Beklagten erwachsen ist, und die Überzeugung von der Entstehung eines solchen Schadens im Umsatz der Klägerin konnte das Berufungsgericht dem Erfahrungssatz entnehmen, daß die Kunden infolge von solchen Preisen und Unterbietungen, wie sie seitens der Beklagten erfolgt sind, häufig schwieriger werden und nur noch geringere Preise bewilligen oder ihre Aufträge dritten Personen zuwenden.

Unbegründet ist die Ausführung der Revision, dem Berufungsgericht hätten keine Umstände zur Bildung einer Überzeugung für die Schätzung des Schadens zur Verfügung gestanden. Außer den Umständen — nachteilige Einwirkung auf den Umsatz der Klägerin und auf die von ihr erzielten Preise sowie notwendige Abwehrmaßregeln — womit das Berufungsgericht seine Überzeugung begründet, daß ein Schaden überhaupt entstanden sei, lagen die vom Berufungsgericht festgestellten Tatsachen vor, daß die Fabriken und Unternehmungen, deren Beziehungen zu der Klägerin den Beklagten verraten sind, sehr groß und angesehen waren und daß der Umfang des Geschäftsbetriebes der Beklagten in einem Jahre mehr als eine Million Mark betrug. Alle diese Umstände waren in Verbindung mit den bekannten Umsatzziffern der Klägerin geeignet und sind vom Berufungsgericht verwertet für die Bildung der Überzeugung, daß der der Klägerin zugefügte Schaden 10 000 Mark erreichen könne. Diese Schätzung des Berufungsgerichts beruhte demnach keineswegs, wie die Revision meint, auf Willkür, rechtfertigte vielmehr die erfolgte Auflegung des Schätzungsrides. (Aktenzeichen II. 392/15; Wert des Streitgegenstandes in der Revisionsinstanz: 8200—10000 M.) Sk.

Der zum Kriegsdienst einberufene Angestellte hat keinen Anspruch auf das 6-Wochen-Gehalt.

(Urteil des Kammergerichts.)

Das Landgericht Bremen hatte einem zur Fahne einberufenen Handlungsgehilfen auf Grund des § 72 HGB noch Gehalt für 6 Wochen zugesprochen. Der Geschäftsherr legte Berufung beim Kammergericht in Berlin ein, das im entgegengesetzten Sinne entschied, indem es ausführte:

Nach der angeführten Bestimmung hat der fristlos entlassene Handlungsgehilfe Lohn für 6 Wochen zu verlangen, falls er durch unverschuldetes Unglück längere

Zeit an der Verrichtung der Dienste verhindert wurde. Die Ansichten darüber, ob die Einziehung zum Heeresdienste in der Kriegszeit als unverschuldetes Unglück anzusehen ist, sind in der Literatur und der Rechtsprechung geteilt. Der Senat schließt sich den in der Zahl überwiegenden Vertretern an, welche die Frage verneinen. Das Ereignis, welches den Handlungsgehilfen an der Dienstleistung verhindert, ist nicht der Ausbruch des Krieges, sondern seine Einziehung zum Heeresdienst. Die Dienstleistung im Heere ist aber eine staatsbürgerliche Pflicht; sie kann nicht als unverschuldetes Unglück bezeichnet werden, da sie alle Staatsangehörigen gleichmäßig trifft. Wenn hierbei auch zunächst an die Erfüllung der Militärpflicht im Frieden gedacht sein mag, so kann doch bei der Frage, ob die Dienstleistung ein unverschuldetes Unglück ist, zwischen Kriegs- und Friedensdienst nicht unterschieden werden. Hierbei ist auch der soziale Gesichtspunkt maßgebend, daß in vielen Fällen, namentlich wenn es sich um kleine Handlungstreibende handelt, die Notwendigkeit der Lohnzahlung für weitere 6 Wochen ohne Gegenleistung den Prinzipal mehr belasten würde als den Handlungsgehilfen, für den durch ihm und seiner Familie zustehende Kriegsgebühren wenigstens einigermaßen gesorgt wird. (Aktenzeichen 12 U. 3877/15.) Sk.

Auch nicht gewerbsmäßig betriebene Sandgruben sind versicherungspflichtig.

Rekursentscheidung des Reichsversicherungsamtes vom 19. März 1915.

Die Gemeinde X. ließ in einer in der Nähe gelegenen Sandgrube durch einen gewissen K. Sand abgraben und den Gemeindegliedern ohne Entgelt zur Verfügung stellen. Die Beziehenden hatten lediglich eine ganz geringe Gebühr an K. zu zahlen, und zwar für dessen Arbeitsleistung. — Einem Tagesverunglückte K. in der Grube, und es entstand nun die Streiffrage, ob die nicht gewerbsmäßig betriebene Grube versicherungspflichtig war. Das Reichsversicherungsamt bejahte diese Frage mit folgender Begründung:

Nach § 537 Abs. 1 Nr. 1 RVO. sind Gräbereien (Gruben) schlechthin versichert, nicht nur gewerbsmäßig Gräbereien. Schon unter der Herrschaft des alten Rechts hatte die Rechtsprechung des Reichsversicherungsamtes das von ihr ursprünglich angenommene Erfordernis der Gewerbsmäßigkeit des Betriebes seit langem fallen lassen. Es war daher nur zu entscheiden, ob bei dem Betriebe der in Rede stehenden Sandgrube nach Art und Umfang eine Gräberei im Sinne der Reichsversicherungsordnung vorliegt. Diese Frage mußte bejaht werden. Die Grube ist regelmäßig, wenn auch mit Unterbrechungen nach Lage des Bedarfs, in Betrieb. Ein Mann ist eigens für das Graben angestellt, „damit die Grube in der richtigen Weise abgebaut wird“. Der Arbeitslohn hat jährlich mehr als 100 M. betragen. Der Sand wird auf Vorrat gegraben und dann an die Besteller abgegeben. Hieraus ergibt sich, daß der Sand mit gewisser Regelmäßigkeit und in planmäßiger Weise gegraben wird. Damit ist aber eine Gräberei im Sinne des Gesetzes vorhanden. Die Steinbruchberufsgenossenschaft ist daher zur Entschädigung verpflichtet, wenn die Sandgrube nicht Nebenbetrieb oder wesentlicher Bestandteil (Hilfsbetrieb) eines anderen Betriebes der Gemeinde ist. Das ist aber nicht der Fall. Den Gemeindebauarbeiten kann die Sandgrube nicht angegliedert werden, da zu wenig von dem gewonnenen Sande für Bauzwecke der Gemeinde verwendet wird. Als Nebenbetrieb der Landwirtschaft kann sie nicht in Betracht kommen, da die Gemeinde eigene Landwirtschaft nicht betreibt, sondern ihre sämtlichen Ackerstücke verpachtet hat. (Aktenzeichen I a 32/14.) Sk.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.